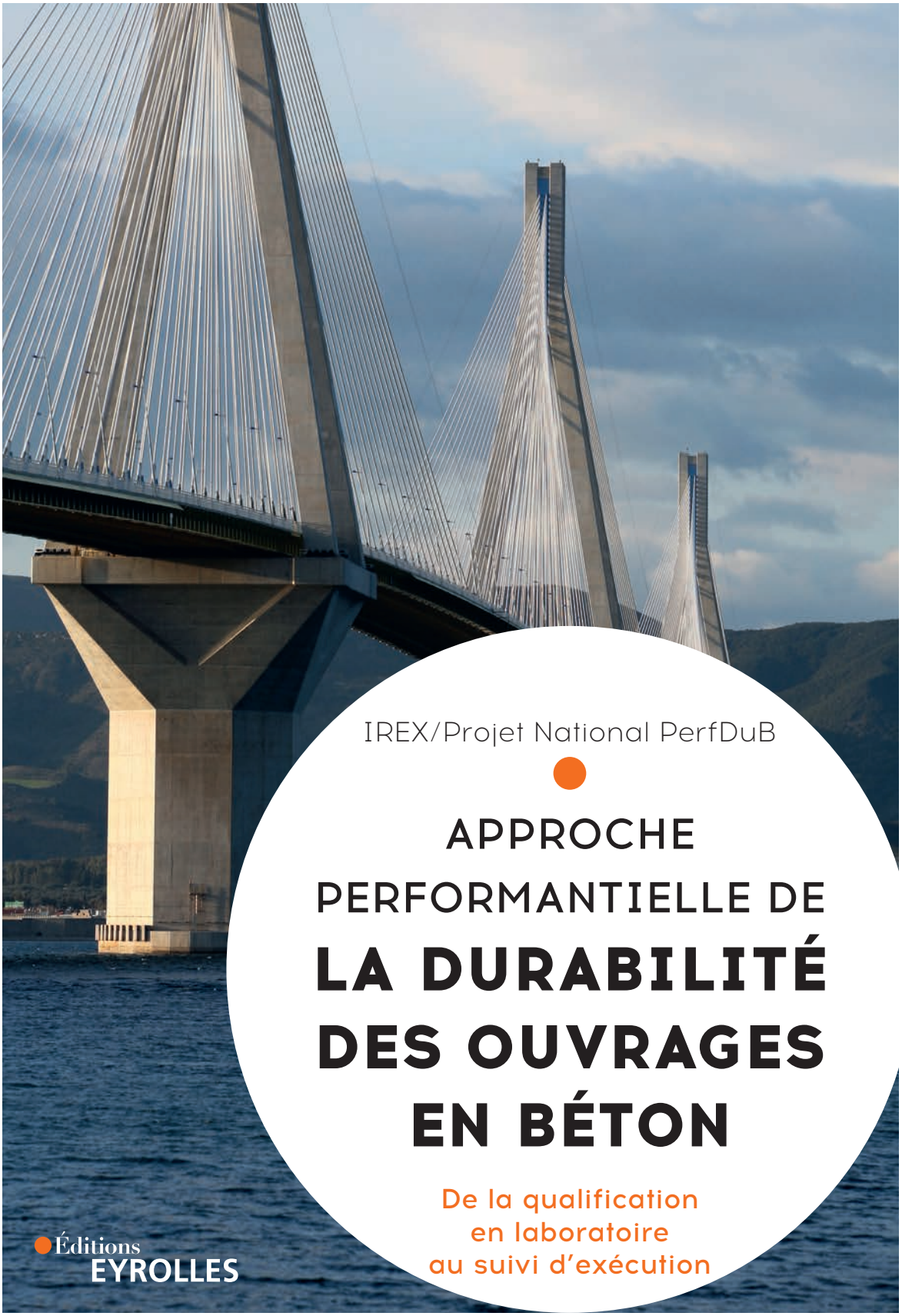


IREX/Projet National PerfDuB

APPROCHE PERFORMANTIELLE DE LA DURABILITÉ DES OUVRAGES EN BÉTON

De la qualification
en laboratoire
au suivi d'exécution

Éditions EYROLLES

IREX/Projet National PerfDuB

APPROCHE PERFORMANTIELLE DE LA DURABILITÉ DES OUVRAGES EN BÉTON

De la qualification en laboratoire au suivi d'exécution

Le projet **PerfDuB** (Approche **Perf**ormancielle de la **Du**rabilité des ouvrages en **B**éton) est un Projet National, dispositif spécifique de mise en œuvre de la recherche collaborative dans le domaine de la construction dont la labellisation est assurée par le comité d'orientation pour la recherche appliquée en génie civil.

Cet **ouvrage collectif** à caractère universitaire et professionnel résulte de 6 ans de recherches pendant lesquelles les contributeurs ont défini une **méthodologie à l'échelle nationale** de justification de la durabilité des ouvrages en béton.

Cette méthodologie, incluant la méthode « absolue » et la méthode « comparative », est destinée aux ouvrages pour lesquels un niveau spécifique d'**assurance qualité** est assuré. Il s'agit en principe d'ouvrages de génie civil, de certaines constructions de bâtiments complexes ou de certains produits préfabriqués en usine. Le champ de la recherche concerne les ouvrages neufs, mais s'intéresse aussi aux ouvrages anciens dans le but de relier les pathologies ou le vieillissement observé au type de béton employé et à ses caractéristiques de durabilité.

Afin de garantir l'**équilibre entre les approches théoriques et pragmatiques**, les travaux de recherche sont conduits par des représentants du monde industriel et du monde universitaire.

Sommaire

Introduction générale, objectifs du PN • Évaluation des performances des bétons : de l'amélioration d'essais de durabilité existants à la définition de nouveaux protocoles • Analyse des données obtenues sur ouvrages existants • Base de données et son exploitation • Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition

Direction du collectif d'auteurs

Président : Didier BRAZILLIER (DIR CE). **Directeur** : François CUSSIGH (Vinci Construction France).
Directeur Scientifique : Gilles ESCADEILLAS (LMDC, Université de Toulouse)

INDUSTRIELS ET CENTRES UNIVERSITAIRES PARTENAIRES

Le Projet National PerfDuB a mobilisé 50 partenaires : maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre publics et privés, entreprises de BTP, bureaux d'études, ingénieries, industries productrices de matériaux, laboratoires publics et privés, universités et écoles d'ingénieurs

Publics

Chercheurs
Universitaires (enseignants et étudiants)
Professionnels (ingénieurs de la construction)

www.editions-eyrolles.com

Institut pour la Recherche appliquée
et l'EXpérimentation en génie civil

Approche performantielle de la durabilité des ouvrages en béton

De la qualification en laboratoire au suivi d'exécution

Éditions
EYROLLES

ÉDITIONS EYROLLES
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

Depuis 1925, les éditions Eyrolles s'engagent en proposant des livres pour comprendre le monde, transmettre les savoirs et cultiver ses passions !
Pour continuer à accompagner toutes les générations à venir, nous travaillons de manière responsable, dans le respect de l'environnement. Nos imprimeurs sont ainsi choisis avec la plus grande attention, afin que nos ouvrages soient imprimés sur du papier issu de forêts gérées durablement. Nous veillons également à limiter le transport en privilégiant des imprimeurs locaux. Ainsi, 89 % de nos impressions se font en Europe, dont plus de la moitié en France.

Suivi éditorial, mise en pages : Jean-Louis Liennard/GraphieProd
Infographie : Lionel Auvergne (selon les documents auteurs)

Aux termes du Code de la propriété intellectuelle, toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle de la présente publication, faite par quelque procédé que ce soit (reprographie, microfilmage, scannérisation, numérisation…) sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause est illicite et constitue une contrefaçon sanctionnée par les articles L. 335-2 et suivants du Code de la propriété intellectuelle. L'autorisation d'effectuer des reproductions par reprographie doit être obtenue auprès du Centre français d'exploitation du droit de copie (CFC) – 20, rue des Grands-Augustins – 75006 Paris.

© Éditions Eyrolles, 2023
ISBN : 978-2-416-00870-2

Sommaire

Introduction 3

CHAPITRE 1. Évaluation des performances des bétons : de l'amélioration d'essais de durabilité existants à la définition de nouveaux protocoles 15

CHAPITRE 2. Analyse des données obtenues sur ouvrages existants 115

CHAPITRE 3. Base de données et son exploitation 337

CHAPITRE 4. Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition 503

Conclusion 561

Table des matières

Introduction générale, objectifs du PN 3

CHAPITRE 1. **Évaluation des performances des bétons : de l'amélioration d'essais de durabilité existants à la définition de nouveaux protocoles** 15

1. Introduction 16

2. Carbonatation et pénétration des chlorures (GT1A) 16

2.1 Programme 16
2.1.1 Étape 1 17
2.1.2 Étape 2 18
2.1.3 Étape 3 18

2.2 Essai de carbonatation accélérée 18
2.2.1 Modes opératoires initiaux 18
2.2.2 Essais croisés et études paramétriques 19
2.2.3 Nouveaux modes opératoires 28
2.2.4 Caractérisation des 42 bétons 29
2.2.5 Campagne d'essais inter-laboratoires 33

2.3 Porosité et absorption capillaire 34
2.3.1 Modes opératoires initiaux 34
2.3.2 Essais croisés et études paramétriques 35
2.3.3 Proposition de modifications des modes opératoires 38
2.3.4 Campagne d'essais inter-laboratoires 39

2.4 Perméabilité aux gaz 40
2.4.1 Mode opératoire initial 40
2.4.2 Essais croisés et études paramétriques 40
2.4.3 Propositions de modifications du mode opératoire initial 41
2.4.4 Campagne d'essais inter-laboratoires 42

2.5 Coefficient de migration des chlorures 43
2.5.1 Mode opératoire initial 43
2.5.2 Essais croisés et études paramétriques 43
2.5.3 Propositions de modifications du mode opératoire initial 44
2.5.4 Caractérisation des 42 bétons de référence 45
2.5.5 Campagne d'essais inter-laboratoires 45

2.6 Résistivité 46
2.6.1 Mode opératoire initial 46
2.6.2 Essais croisés 46
2.6.3 Campagne inter-laboratoires 47
2.7 Synthèse 47
2.7.1 Essai de carbonatation accélérée 47
2.7.2 Essai de détermination de la porosité accessible à l'eau 48
2.7.3 Essai d'absorption capillaire 48
2.7.4 Essai de détermination de la perméabilité aux gaz 49
2.7.5 Essai de migration des chlorures 49
2.7.6 Essai de détermination de la résistivité électrique 49

3. Environnements chimiques – Classes XA (GT1C) 50
3.1 Réaction sulfatique externe (RSE) 50
3.1.1 Introduction 50
3.1.2 Matériaux d'étude 52
3.1.3 Formulation des bétons 53
3.1.4 Malaxage et mise en place des corps d'épreuve 55
3.1.5 Protocoles d'essais 55
3.1.6 Propriétés aux états frais et durci 56
3.1.7 Résultats 58
3.1.8 Essais de RSE sur bétons du GT3 68
3.1.9 Essais croisés inter-laboratoires 74
3.1.10 Analyses et proposition d'une méthode basée sur l'approche performantielle XA Sulfate 77
3.1.11 Conclusions 81
3.2 Lixiviation (GT1C) 82
3.2.1 Introduction 82
3.2.2 Principe de l'essai 82
3.2.3 Tranche 1 – Perfectionnement des protocoles d'essai 83
3.2.4 Tranche 2 – Essais sur bétons du GT3 86
3.2.5 Tranche 3 – Harmonisation des 2 protocoles 88
3.2.6 Conclusion de l'étude expérimentale 91
3.2.7 Proposition d'une méthode basée sur l'approche performantielle XA Lixiviation 91
3.3 Biodégradation (GT1C) 92
3.3.1 Introduction 92
3.3.2 Structuration de la campagne expérimentale 93
3.3.3 Matériaux d'étude 94
3.3.4 Protocoles de biodégradation 95
3.3.5 Optimisation de la méthode d'essai développée par l'UGE 98
3.3.6 Résultats – Critère de fin de vie des échantillons 101
3.3.7 Résultats – Recommandations 107
3.3.8 Conclusion de l'étude expérimentale 111
3.3.9 Proposition d'une méthode basée sur l'approche performantielle XA Biodégradation 112

CHAPITRE 2. Analyse des données obtenues sur ouvrages existants 115

1. Résumé 116

2. Introduction 116
2.1 Contexte de la recherche 116
2.2 Recherche effectuée sur les ouvrages existants 117

2.3 Méthodologie appliquée sur les ouvrages existants 118
2.3.1 Sélection des ouvrages 118
2.3.2 Données obtenues sur les ouvrages 119
2.3.3 Procédure d'auscultation et de prélèvements pour les indicateurs de durabilité 120
2.4 Prise en compte du facteur de vieillissement pour les chlorures 121
2.5 Analyse des mesures de potentiel d'électrode 122
2.6 Analyse des mesures de résistivité 123
2.7 Analyse des mesures de vitesse de corrosion 124
2.8 Avertissement 125

3. Brève présentation des structures 125
3.1 Structures de moins de 20 ans d'âge 125
3.1.1 Corps d'épreuve BHP 2000 125
3.1.2 Pont Vasco de Gama 132
3.1.3 Pont de Rion-Antirion 145
3.1.4 Pont de Volesvres 156
3.1.5 Pont de Loudéac 163
3.1.6 Ouvrage maritime X 172
3.2 Ouvrages entre 20 et 50 ans d'âge 176
3.2.1 Quai des TCD sur le Scorff 176
3.2.2 Pont Chateaubriand 182
3.2.3 Pont de La Vachette 192
3.2.4 Piles du pont de l'île de Ré 199
3.2.5 Pont de Saint-Poncy 209
3.2.6 Pont du Pirou 216
3.3 Ouvrages âgés de plus de 50 ans 223
3.3.1 Pont sur la Bruche 223
3.3.2 Pont Blondel 228
3.3.3 Pont X 233
3.3.4 Pont des Vallières 239
3.3.5 Pont Boutiron 244
3.3.6 Palais d'Iéna 251
3.3.7 Bourse de Bordeaux 259
3.3.8 Barrage de Vezins 267

4. Synthèse des indicateurs de durabilité 281
4.1 Mode opératoire 281
4.2 Principaux résultats 283
4.2.1 Structures ayant moins de 20 ans 284
4.2.2 Structures ayant entre 20 et 50 ans 287
4.2.3 Structures de plus de 50 ans 290

5. Synthèse des témoins de durée de vie 293
5.1 Modes opératoires 293
5.2 Principaux résultats 293

6. Étude de la carbonatation 303
6.1 Rappel du modèle de carbonatation 303
6.2 Prédiction de l'évolution de la profondeur de carbonatation 303
6.3 Comparaison des temps d'initiation de la corrosion pour les enrobages théoriques et les enrobages moyens réels 307
6.4 Lien avec les indicateurs de durabilité 312

6.5 À propos de la puissance utilisée dans la loi de carbonatation 315
6.6 Principaux résultats sur la carbonatation 317

7. Analyse des chlorures 318
7.1 Rappel du modèle de pénétration des chlorures 318
7.2 Détermination de D_{app} à partir des profils de chlorures mesurés 318
7.3 Comparaison entre D_{app} et D_{rcm} 319
7.4 Teneur en chlorures en surface 321
7.5 À propos du facteur de vieillissement 323
7.6 Calcul du temps d'initiation de la corrosion 324
7.7 Principaux résultats relatifs aux chlorures 327

8. Analyse vis-à-vis du gel 328

9. Conclusions 328

Annexes 332
A – Indications du guide AFGC 2004 relatif à la durabilité des bétons [AFGC, 2004] 332
B – Critères adoptés pour les indicateurs de durabilité dans les Recommandations LCPC de 2010 [LCPC, 2010] et le Fascicule 65 de 2017 [Fascicule 65, 2017] 334

CHAPITRE 3. **Base de données et son exploitation** 337

1. Résumé 338

2. Introduction 338

3. Présentation de la base de données et de sa représentativité 340
3.1 Présentation de la base de données et de sa représentativité 340
3.1.1 Caractéristiques des 42 bétons étudiés 340
3.1.2 Groupe de bétons 341
3.1.3 Nomenclature des bétons 342
3.1.4 Formulation des bétons, fabrication et cure 342
3.1.5 Essais réalisés 344
3.1.6 Cartographie des propriétés mécaniques et de durabilité 345
3.2 Conclusions 349

4. Porosité accessible à l'eau, absorption d'eau et résistivité 349
4.1 Modes opératoires 349
4.2 Porosité et absorption d'eau 349
4.2.1 Impact de la porosité des granulats sur la porosité accessible à l'eau 350
4.2.2 Introduction du rapport porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte 351
4.2.3 Lien entre la porosité à l'eau et les autres propriétés de durabilité 353
4.3 Lien entre la résistivité et d'autres propriétés de durabilité 356
4.3.1 Lien entre résistivité et coefficient de migration des chlorures (D_{rcm}) 356
4.3.2 Lien entre résistivité et carbonatation accélérée 359
4.4 Conclusions 360

5. Perméabilité aux gaz (CEMBUREAU et Torrent) 360
5.1 Introduction 360
5.2 Modes opératoires 361
5.2.1 Procédure de type CEMBUREAU 361
5.2.2 Procédure de type Torrent 361
5.3 Cartographie 362
5.4 Lien entre les valeurs de perméabilité aux gaz et l'approche prescriptive 364
5.5 Lien entre perméabilité aux gaz et autres propriétés liées à la durabilité 365
5.5.1 Porosité 365
5.5.2 Carbonatations naturelle et accélérée 366
5.5.3 Perméabilité à l'air Torrent 368
5.6 Conclusions et propositions 370

6. Diffusivité de l'oxygène 371
6.1 Introduction – Mode opératoire 371
6.2 Cartographie 371
6.3 Lien entre les valeurs de diffusivité de l'oxygène et les exigences prescriptives 374
6.4 Lien entre les valeurs de diffusivité de l'oxygène et d'autres propriétés de durabilité 376
6.4.1 Diffusivité de l'oxygène (90j de cure humide) en fonction du coefficient de diffusion des ions chlorure (28j de cure humide) 377
6.4.2 Diffusivité de l'oxygène en fonction de la vitesse de carbonatation [Boumaaza, 2020] 378
6.5 Conclusions et propositions 382
6.6 Compléments 382
6.6.1 Mode opératoire 382
6.6.2 Lien entre les valeurs de diffusivité de l'oxygène et l'approche prescriptive 386

7. Résistance à la carbonatation 390
7.1 Introduction 390
7.2 Mode opératoire 391
7.3 Détermination de la vitesse de carbonatation 391
7.3.1 Différentes méthodes de détermination par régression linéaire 391
7.3.2 Coefficient de détermination 393
7.3.3 Corrélation entre la vitesse de carbonatation accélérée et la vitesse de carbonatation naturelle 393
7.3.4 Choix d'une méthode de détermination de la vitesse de carbonatation 394
7.4 Cartographie 395
7.4.1 Principales données 395
7.4.2 Éléments de compréhension 397
7.4.3 Corrélations entre la vitesse de carbonatation accélérée et les paramètres de composition du béton 398
7.4.4 Corrélations entre la vitesse de carbonatation accélérée et les propriétés du béton 402
7.4.5 Corrélations entre carbonatation naturelle et paramètres de composition ou propriétés des bétons 407
7.5 Corrélation entre vitesse de carbonatation naturelle et vitesse de carbonatation accélérée 410

7.6 Vitesse de carbonatation et approche prescriptive 411
7.6.1 Fascicule n°65 du CCTG (cahier de clauses techniques générales des marchés publics) – durée de service de 100 ans 411
7.6.2 NF EN 206/CN (durée de service de 50 ans) 413
7.7 Conclusions et propositions 414
8. Migration des ions chlorure 415
8.1 Mode opératoire 415
8.2 Cartographie 415
8.3 Facteur de vieillissement 418
8.4 Positionnement des valeurs de coefficient de migration des ions chlorure dans le cadre de l'approche prescriptive 420
8.5 Relation entre les valeurs de coefficient de migration des ions chlorure et la résistivité électrique 424
8.6 Conclusions et propositions 426
9. Étude de la variabilité 426
9.1 Introduction 426
9.2 Étude paramétrique en laboratoire 427
9.3 Étude de variabilité temporelle 429
9.4 Proposition/méthodologie pour déterminer la variabilité des propriétés de durabilité 430
9.5 Étude de variabilité *in situ* 438
9.5.1 Caractéristiques des voiles d'essai 438
9.5.2 Étude de variabilité spatiale 440
9.5.3 Étude de l'influence de la cure 442
9.6 Variabilité temporelle/variabilité *in situ* 444
9.7 Étude de l'influence de la cure – Études complémentaires 447
9.7.1 Introduction 447
9.7.2 Perméabilité aux gaz 448
9.7.3 Migration des ions chlorure 449
9.8 Synthèse 450
10. Éléments pour la mise en œuvre de l'approche performantielle 455
10.1 Introduction 455
10.2 Méthodologie de la définition des valeurs seuils des propriétés de durabilité considérées dans l'approche performantielle au niveau national 455
10.2.1 Contexte 455
10.2.2 Définition des bétons pour chaque classe d'exposition 456
10.2.3 Méthodologie pour la définition de la valeur seuil moyenne 459
10.2.4 Méthodologie pour la définition de la valeur seuil caractéristique 460
10.2.5 Critères de performance pour les propriétés de durabilité 461
10.3 Présentation des ERC (*Exposure Resistance Classes* – Classes de résistance à l'exposition) 462
10.3.1 Concept des ERC 462
10.3.2 Avantages généraux 463
10.3.3 Contribution du PN PerfDuB au concept ERC 464
11. Conclusion 465

Annexes 467
A – Composition des 42 bétons (section 3) 467
B – Données supplémentaires sur l'étude de variabilité (section 9) 478

CHAPITRE 4. **Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition** 503

1. Introduction 504

2. Apports de la modélisation pour les classes d'exposition XC, XD et XS 504
2.1 Introduction 504
2.2 Classes d'exposition XC 505
2.2.1 Modélisation du temps d'initiation 505
2.2.2 Modélisation du temps de propagation 508
2.2.3 Proposition de seuils de performance 510
2.3 Classes d'exposition XS et XD 511
2.3.1 Préambule 511
2.3.2 Modélisation du temps d'initiation 511
2.3.3 Modélisation du temps de propagation 516
2.3.4 Proposition de seuils de performance 518
2.4 Confrontation des seuils proposés aux valeurs d'enrobage selon l'approche européenne des classes ERC 520

3. Définition des seuils de performance pour les classes XC, XS et XD ... 520
3.1 Introduction 520
3.2 Seuils de performance pour les classes XC 521
3.3 Seuils de performance pour les classes XS 522
3.4 Seuils de performance pour les classes XD 524

Annexes 527
A – Principes des modèles issus des travaux sur les « ERC » 527
B – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale 550
C – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales 555

Conclusion 561

Liste des rapports d'études du PN PerfDuB 562

PRÉFACE

Pendant très longtemps, la résistance mécanique en compression était la quasi unique caractéristique mesurée sur le béton durci, matériau universel de la construction…

Puis, dans les années 1980, avec le développement des Bétons à Hautes Performances, outre les économies potentielles en dimensionnement de structures, l'argumentaire de la durabilité a commencé à être mis en avant ; dès lors, cette quête de durabilité n'a pas cessé *via* le développement d'essais adéquats, l'étude de corps d'épreuve en sites exposés, l'analyse d'ouvrages jumeaux, la mise au point de méthodologies d'approche performantielle encore balbutiantes…

Ainsi, à l'aube de 2015, on disposait en théorie de deux méthodes : l'une basée sur la comparaison par rapport à des bétons de références performants et l'autre par rapport à des seuils de performances, des caractéristiques du béton donc, à respecter. Mais encore fallait-il avoir des modes opératoires d'essais reproductibles, rapides et avec une faible variabilité, des seuils de performances définis *via* des modèles de vieillissement simples et fidèles au comportement réel des structures…

La motivation était donc forte et il ne fut pas difficile de trouver une cinquantaine de partenaires prêts à s'investir autour de l'objectif de la mise au point d'une méthode normalisée opérationnelle et d'usage courant, basée sur des essais également normalisés, cette méthode devant être transposable au niveau européen… d'où le lancement de ce Projet National PerfDuB. Le contexte de transition écologique et de chasse aux émissions de carbone renforçait, s'il en était besoin, l'importance de la durée de vie des ouvrages neufs mais aussi la requalification des ouvrages existants pour optimiser leur maintenance (plus on rentabilise dans la durée les émissions liées à la construction, meilleur sera le bilan global en fin de vie).

Dans cette évolution du matériau béton, Il convient de souligner la force du dispositif des Projets Nationaux, portés par l'IREX, qui permettent la mobilisation de l'ensemble des acteurs de la construction sur des axes de recherches et développements définis en fonction des attentes concrètes des professionnels sur le terrain. Ainsi, on retrouve la trace logique, continue et cohérente de la recherche de la prescription de la durabilité au travers des Projets nationaux qui se sont enchaînés depuis « Voies nouvelles du matériau Béton » chères à Yves Malier, pionnier des PN, à PerfDuB en passant par BHP 2000.

Avec le fascicule de documentation FD P18-480 qui permet la contractualisation de l'approche performantielle, le béton, matériau injustement décrié et rendu responsable de bien des maux (alors que c'est plutôt son usage et/ou l'absence d'entretien qu'il faudrait pointer…), devient, sans doute actuellement, le produit de construction le plus vertueux sur le plan de son bilan environnemental global… D'ailleurs, l'approche performantielle permet aussi de valider des formules de béton innovantes, conformes au contexte normatif et aux prescriptions du contrat mais aussi aux attentes parfois non dites du prescripteur, et avec d'excellents bilans carbone.

Il reste à diffuser les connaissances issues des résultats de ce PN, à former à l'utilisation de l'approche performantielle et convaincre les donneurs d'ordre d'y faire référence dans leurs prescriptions.

Ce livre et les diverses actions de communication, intégrées dès l'origine dans le programme de PerfDuB, doivent y contribuer.

Didier Brazillier

Ingénieur en chef des Travaux publics de l'État (en retraite)
Secrétaire général de l'Association française de Génie civil
Président du Projet National PerfDuB

Objectifs du PN

Contexte

Le béton est le produit de construction manufacturé le plus consommé au monde. Normalisé, réputé pour sa facilité d'utilisation et sa durabilité, il est cependant décrié pour son impact environnemental. Pour diminuer cet impact, principalement lié à la fabrication du clinker, la mise au point de bétons respectueux de l'environnement et mieux adaptés aux conditions d'exposition des ouvrages constitue un objectif sociétal majeur. Bien évidemment, pour pouvoir être utilisés sans risques, ces bétons « environnementaux » doivent présenter des garanties aux moins équivalentes à celles des bétons traditionnels.

L'approche performantielle, qui consiste à appréhender la durabilité des bétons en considérant non pas les seules données liées à la formulation mais aussi certaines caractéristiques ou propriétés du matériau dont on sait qu'elles présentent un intérêt pour prévoir l'évolution de celui-ci lorsqu'il est exposé à des conditions environnementales données, apparaît comme la meilleure solution pour qualifier ces bétons. Les enjeux associés à l'approche performantielle de la durabilité sont donc considérables, en termes d'optimisation technico-économique des ouvrages en béton, de maîtrise des coûts de construction, incluant ceux relatifs à la maintenance, et de développement durable. En effet, l'utilisation de matériaux avantageux du point de vue environnemental (nouveaux ciments, matériaux recyclés, produits locaux, sous-produits, et autres constituants aptes à l'emploi selon la norme NF EN 206/CN) ne peut être développée sans vérification de leur impact sur la durabilité des ouvrages. En ce sens, l'approche performantielle de la durabilité des ouvrages en béton basée sur une obligation de résultats constitue un saut technologique majeur par rapport aux pratiques actuelles basées sur une approche de prescription de moyens.

Cependant, l'approche performantielle ne fait pas l'objet de règles normatives détaillées que ce soit au niveau français comme au niveau européen. Le prescripteur peut en effet depuis le début des années 2000 définir et prescrire un béton selon trois approches telles qu'indiquées dans la norme EN 206 (norme NF EN 2061, 2004 ; norme NF EN 206/CN, 2014) :

- l'approche prescriptive, en application des tableaux de l'annexe NA.F. de la norme NF EN 206/CN qui vise une durée de vie de 50 ans, complétée pour les ouvrages d'art par les dispositions du fascicule 65 du CCTG qui vise une durée de vie de 100 ans. Cette approche définit des spécifications essentiellement en termes de moyens (nature et dosage des constituants) ;
- le concept de performance équivalente du béton (prévu à l'article 5.2.5.3 de la norme EN 206). Ce concept permet de modifier les exigences prescriptives en ce qui concerne le dosage minimal en liant équivalent et le rapport maximal eau efficace/liant équivalent sous réserve de

prouver que le béton a une équivalence de performance avec celle d'un béton de référence, en particulier pour ce qui concerne son comportement vis-à-vis des agressions de l'environnement et sa durabilité, conformément aux exigences des classes d'exposition concernées ;

- la méthode de conception performantielle (prévue à l'article 5.3.3 de la norme EN 206). Elle définit des stipulations en termes de résultats et donc de performances. La possibilité du recours à une telle approche est aussi prévue dans le fascicule 65 (article 8.1.2.2) et dans la norme NF EN 1992-1-1/NA tableau 4.3 NF note 1 clause 4.4.1.2 (5).

Ainsi, comme indiqué dans ce rappel normatif, il convient de préciser que les bétons définis et validés par l'approche performantielle restent avant tout des bétons dont les propriétés d'usage aux états frais et durci sont *a minima* conservées. Cependant, la version 2014 de la norme EN 206, comme la version originelle de 2004, ne mentionne que des indications informatives qui ne facilitent pas l'appropriation et le déploiement de ce type d'approche pour l'ensemble des acteurs de la construction. Elle reste encore marginale et réservée aux grands ouvrages. De plus, au démarrage du projet, il n'existait pas d'essais rapides normalisés en Europe concernant en particulier la résistance à la carbonatation et à la pénétration des chlorures permettant la mesure d'indicateurs de durabilité.

L'objectif principal du projet PerfDuB est donc de définir une méthodologie à l'échelle nationale de justification de la durabilité des bétons et des structures en béton par approche performantielle, potentiellement transposable au niveau européen. Cette méthodologie, incluant la méthode absolue et la méthode comparative, est destinée aux ouvrages pour lesquels un niveau spécifique d'assurance qualité est assuré. Il peut s'agir d'ouvrages de génie civil, de certaines constructions de bâtiments complexes ou de certains produits préfabriqués en usine. Le champ de la recherche concerne les ouvrages neufs mais s'intéresse aussi aux ouvrages anciens dans le but de relier les pathologies ou le vieillissement observé au type de béton employé et à ses caractéristiques de durabilité.

Historique du Projet National PerfDuB

En France, il existe deux documents qui développent déjà ces types d'approche performantielle :

- les recommandations professionnelles provisoires FNTP/FFB/CERIB/FIB de mars 2009 intitulées « Méthodologie d'application du concept de performance équivalente des bétons » (Rozière E. & Cussigh F., 2009) fondées sur le concept de performance équivalente comme défini dans l'article 5.2.5.3 de la norme EN 206. Le principe est de modifier les prescriptions de composition des bétons en montrant, à l'aide d'essais performantiels et d'indicateurs de durabilité, que le béton à qualifier possède des propriétés de durabilité au moins aussi bonnes que celles d'un béton de référence ;
- le guide du LCPC « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle » de mars 2010, élaboré à partir du guide AFGC pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité, de juillet 2004, et déclinée pour son application aux ouvrages d'art (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2010). Il s'agit d'une démarche innovante, globale et prédictive de la durabilité des structures en béton armé, basée essentiellement sur la notion d'indicateurs de durabilité, qui permet d'aborder rationnellement et efficacement les exigences liées au matériau béton vis-à-vis de cet objectif de durabilité. Elle permet en particulier d'apporter une réponse pertinente dans les cas fréquents où l'approche prescriptive conduit à des exigences difficiles à concilier, par exemple vis-à-vis du gel et de la réaction sulfatique interne.

Il faut aussi rappeler que d'importants travaux ont été préalablement réalisés ou initiés en France concernant la normalisation des essais relatifs à la durabilité des bétons, ce qui permettait de disposer au début du projet PerfDuB des outils de base indispensables au développement de l'approche performantielle. Parmi les principaux, on peut citer les projets GranDuBé (Hornain H. & Arliguie G., 2007) et Applet (Cremona C. *et al.*, 2012) qui ont permis notamment de définir des méthodes d'essais pour les indicateurs de durabilité et d'obtenir des données sur la variabilité des propriétés de durabilité des bétons en condition réelle d'utilisation. Il en est de même au niveau international avec la proposition d'essais de caractérisation et de modèles prédictifs associés aux principaux mécanismes conditionnant la durabilité des ouvrages en bétons.

L'approche performantielle a également été mise en pratique à l'occasion de la construction de grands ouvrages d'art comme le Pont de Rion-Antirion en Grèce ou le viaduc de la Nouvelle Route du Littoral à La Réunion qui ont permis de collecter de nombreux résultats d'indicateurs de durabilité et d'alimenter la base de données du Projet National. La réalisation d'essais de durabilité est désormais indispensable pour apporter la meilleure garantie de durabilité pour des ouvrages soumis à des agressions sévères (en l'occurrence, principalement le risque de corrosion des armatures en milieu marin).

Le Projet National PerfDuB se situe dans le prolongement et en cohérence avec ces travaux antérieurs avec l'objectif d'agréger les connaissances et le retour d'expérience, de combler les manques, dans un cadre réunissant tous les acteurs concernés de manière à ce que l'approche performantielle soit enfin opérationnelle.

Description du Projet National

Le Projet National PerfDuB (Approche Performantielle de la Durabilité des ouvrages en Béton) a été lancé en mars 2015 dans le but de définir une méthodologie reconnue pour la mise en œuvre de l'approche performantielle et faisant consensus parmi tous les acteurs (fournisseurs de constituants, producteurs de béton, prescripteurs et utilisateurs). Ce programme d'une durée initiale de 5 ans, perturbé malheureusement par la pandémie COVID, était doté d'un budget de 3741 k€ provenant de la cinquantaine de partenaires volontaires du projet.

Le projet s'est structuré autour de thèmes visant à caractériser les formulations retenues sur la base d'essais en relation avec les classes d'exposition de la norme NF EN 206/CN :

- le thème 1 concerne les essais de durabilité en mettant en exergue les essais permettant de remonter à un indicateur de durabilité dans le cas de la méthode « absolue » (coefficient de diffusion des ions chlorure par exemple) et ceux permettant de caractériser un béton par une méthode accélérée dans le cas de la méthode « comparative » (essai de carbonatation accélérée par exemple). Des essais plus spécifiques liés aux principales classes d'exposition chimique sont aussi concernés. L'objectif est de pouvoir définir pour chaque classe d'exposition de la NF EN 206/CN un ou plusieurs indicateurs (ou essais accélérés) reliés à un essai reconnu, acceptés et robustes ;
- le thème 2 concerne la définition des seuils admissibles pour chaque classe d'exposition et pour différentes durées d'utilisation du projet et valeurs d'enrobages. Pour cela, la démarche s'appuie sur l'identification des paramètres de composition (teneur en eau efficace E_{eff}, teneur en liant équivalent L_{eq}…), de production (maturation, conditions de cure…) les plus à même d'influencer la durabilité du matériau. En complément, la caractérisation de bétons courants sur des structures neuves ou anciennes, couplée avec des modèles de vieillissement (*ageing factor*) permet d'affiner les différents seuils obtenus. La modélisation

du vieillissement des structures en béton s'appuie sur les résultats du projet ANR MODEVIE, mené en liaison étroite avec le PN PerfDuB et dont le but est de définir un modèle ingénieur intégrant à la fois la période de dépassivation des armatures et une période admissible de propagation de la corrosion. La conjonction des approches de modélisation, de caractérisation des bétons considérés durables par les règles de composition de la norme et du diagnostic sur ouvrages anciens fait l'originalité et la force de la méthode retenue pour définir les critères de performance pertinents en fonction de la classe d'exposition et de la durée d'utilisation du projet ;

- le thème 3 concerne la définition des bétons qui sont soumis à investigation en proposant une palette la plus représentative possible de formulations (nature et propriété des granulats, type de ciment et additions, classe de résistance des bétons). La qualification de ces bétons permet de définir les formules de référence pour la méthode comparative puisque, dans cette méthode, le béton à qualifier est comparé à une formule de référence. Une gamme de 42 bétons (correspondant à plus de 2 500 éprouvettes) a été définie, incluant des formulations pour lesquelles le retour d'expérience n'est pas important mais qui s'inscrivent dans une démarche globale de développement durable (notamment des bétons avec de fortes quantités d'additions). En outre, les effets de variabilité des constituants et de la production du béton sont aussi regardés sur des chantiers témoins ;
- le thème 4 s'intéresse quant à lui aux aspects contractuels. En effet, le déploiement de l'approche performantielle doit s'accompagner de la définition des responsabilités et engagements des différents acteurs (prescripteur, producteur, utilisateur, client). L'objectif principal de ce thème concernant la conformité du béton aux spécifications, il est primordial de définir les modalités du contrôle correspondant aux différentes étapes que sont les épreuves d'étude, de convenance, et le contrôle de production ;
- le dernier thème concerne les actions de valorisation des résultats, en particulier les évolutions normatives (introduction des données de fidélité dans les normes d'essais, rédaction des nouveaux modes opératoires en relation avec les classes d'exposition de la NF EN 206/CN, éléments de positionnement vis-à-vis des évolutions normatives au niveau européen : Eurocode 2, norme béton et normes d'essais liés à la durabilité). En complément, les résultats du Projet National ont pour but de proposer des niveaux acceptables d'indicateurs de durabilité (approche absolue) et des règles d'optimisation des choix des bétons de référence (approche comparative). De manière à partager la méthodologie et les concepts développés dans le Projet National PerfDuB et à faciliter leurs déploiements aux niveaux européen et international, un comité international de suivi a aussi été créé, comprenant une quinzaine d'experts unanimement reconnus pour leurs travaux sur la durabilité. Un grand merci pour leur contribution.

Les résultats des différents travaux de recherche sont présentés dans les chapitres suivants correspondant dans l'ordre aux thèmes 1, 3 et 2 (car les conclusions du thème 2 prennent en compte les résultats obtenus sur les 42 bétons du thème 3). Le thème 4 a pour sa part conduit à une proposition de méthodologie soumise à la commission de normalisation des bétons qui a abouti à la publication du fascicule de documentation FD P18-480, s'appuyant bien sûr sur les résultats présentés dans cet ouvrage.

François Cussigh
Expert béton, Vinci Construction France, Directeur du projet

Gilles Escadeillas
Professeur des universités, LMDC UPS/INSA, Directeur scientifique du projet

Références

Cremona C. *et al.* (2012), *Durée de vie des ouvrages en béton armé. Approche performantielle, prédictive et probabiliste. Recommandations du projet ANR-APPLET*, IFSTTAR.

Hornain H. & Arliguie G. (2007), *GranDuBé : Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons*, Presses des Ponts et Chaussées.

Norme NF EN 206-1 (2004), *Béton – Partie 1 : spécification, performances, production et conformité*, AFNOR.

Norme NF EN 206/CN (2014), *Béton – Spécification, performance, production et conformité – Complément national à la norme NF EN 206*, AFNOR.

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2010), *Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton. Application de l'approche performantielle : Recommandations provisoires*, Guide technique, LCPC.

Rozière E. & Cussigh F. (2009), *Méthodologie d'application du concept de performance équivalente des bétons – Recommandations professionnelles provisoires*, Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP).

REMERCIEMENTS

Les enjeux du Projet National de recherche PerfDuB « Approche PERFormantielle de la DUrabilité des ouvrages en Béton », lancé en 2015, consistaient à définir une méthodologie à l'échelle nationale de justification de la durabilité des bétons (et des structures en béton) par une approche performantielle, incluant la méthode « absolue » et la méthode « comparative ».

Il s'agissait d'agréger les connaissances et le retour d'expérience, de combler les manques, dans un cadre réunissant la grande majorité des acteurs concernés. L'objectif donné au projet était que l'approche performantielle devienne opérationnelle et d'usage courant.

Le Projet National PerfDuB a été géré et administré par l'IREX, l'Institut pour la Recherche Appliquée et l'Expérimentation en Génie Civil (www.irex.asso.fr), dont la mission principale est le montage et le suivi d'actions de recherche collectives, dont les Projets Nationaux labellisés par le Comité d'Orientation pour la Recherche Appliquée en Génie Civil du Ministère de la Transition écologique et de la Cohésion des territoires. Je tiens à remercier ici toute l'équipe de l'IREX qui a contribué sur la période du projet à rendre le travail des partenaires le plus fluide et le plus efficace.

Le projet a rassemblé plus de 50 partenaires, sur la période 2015–2022. Qu'ils soient tous remerciés pour leur investissement, le temps consacré pour le travail conséquent réalisé afin d'aboutir aux résultats développés.

Les objectifs généraux et le champ de la recherche étaient de :

- développer une réelle ingénierie du matériau béton à travers l'étude de 42 bétons et la rédaction de modes opératoires associés aux essais ;
- permettre la prescription de bétons normalisés intégrant des granulats recyclés ou à faible impact environnemental ;
- optimiser le coût global et la durabilité des ouvrages neufs ;
- savoir requalifier les ouvrages anciens et optimiser la gestion de la maintenance ;
- préparer une méthodologie transposable au niveau européen qui valoriserait le savoir-faire français en matière d'ouvrages en béton.

Cet ouvrage, œuvre collective de rédaction de la majorité des partenaires, réunit dans les chapitres qui sont développés les conclusions majeures très riches de ces travaux.

Philippe Gotteland
Délégué général de l'IREX

Les animateurs des groupes de travail PerfDuB

Le programme de recherche PerfDuB est décliné en différents axes dont l'animation est confiée à un binôme formé d'un représentant du monde industriel et d'un représentant du monde académique afin d'assurer un bon équilibre entre les approches théoriques et pragmatiques.

Thème	Animateurs
Essais de durabilité (GT1)	B. Thauvin *(Cerema)* C. Clergue *(Sigma Béton)* D. Rogat *(Sigma Béton)*
– sous-groupe 1 : **carbonatation/chlorures** (GT1A)	P. Turcry *(Université de La Rochelle)* E. Rozière *(GeM Nantes)* J. Mai-Nhu *(CERIB)*
– sous-groupe 2 : **gel/écaillage** (GT1B)	C. Clergue *(Sigma Béton)* D. Rogat *(Sigma Béton)* L. Izoret *(ATILH)*
– sous-groupe 3 : **attaques externes** (GT1C)	M. Guéguen-Minerbe *(IFSTTAR-UGE)* F. Cassagnabère *(LMDC Toulouse)*
Seuils de performance admissibles (GT2)	M. Carcassès *(LMDC Toulouse)* E. Brouard *(Lafarge)* F. Moro *(Lafarge)*
– sous-groupe 1 : **ouvrages anciens** (GT2A)	B. Godart *(IFSTTAR-UGE)*
– sous-groupe 2 : **modélisation** (GT2B)	V. Baroghel-Bouny *(IFSTTAR-UGE)*
Choix des bétons de référence et prise en compte de la variabilité (GT3)	E. Rozière *(GeM Nantes)* P. Rougeau *(CERIB)*
– sous-groupe 1 : **bétons de référence** (GT3A)	O. Collin *(Lafarge Bétons)* J.-M. Laye *(Lafarge)*
– sous-groupe 2 : **variabilité** (GT3B)	P. Gegout *(Bouygues TP)* S. Chanut *(Eiffage Génie Civil)*
Contractualisation de l'approche (GT4)	L. Linger *(Vinci Construction Grands Projets)* P. Gegout *(Bouygues TP)* P. Fonollosa *(Bouygues TP)* J.-M. Potier *(SNBPE)*
Valorisation (GT5)	S. Mansoutre *(Vicat)* P. Brédy-Tuffé *(Vicat)* C. Clergue *(Eiffage Génie Civil)* S. Chanut *(Eiffage Génie Civil)*

La coordination de la rédaction de cet ouvrage a été assurée par P. Brédy et S. Chanut.

Les participants au CSI – Comité scientifique international

D'octobre 2016 à octobre 2021, 6 CSI (en présentiel et à distance) ont été proposés à nos collègues scientifiques étrangers, principalement européens, sous la forme d'un *« International Monitoring Committee »*.

Le Projet National PerfDuB leur a été présenté à partir de l'état de l'art d'une approche performantielle jusqu'à la contractualisation et la normalisation française à partir des résultats du PN.

L'objectif de ces rencontres était double : confronter et adapter le programme de recherche à l'avis d'experts internationaux de la durabilité et préparer la dissémination ultérieure de cette approche performantielle à un niveau international.

Nous remercions donc chaleureusement les personnes suivantes pour leur participation et leur contribution à notre PN :

Mark Alexander	Afrique du Sud
Rolf Breitenbuecher Lars Meyer Udo Wiens	Allemagne
Geert De Schutter	Belgique
Arezki Tagnit-Hamou	Canada
Carmen Andrade	Espagne
Véronique Baroghel-Bouny François Toutlemonde	France
Stefano Cangiano Roberto Cucitore	Italie
Steinar Helland Steinar Leivestad	Norvège
Joost Gulikers	Pays-Bas
Arlindo Goncalvez	Portugal
Ton Harrison †	Royaume-Uni
Mikael Hallgren	Suède
Fritz Hunkeler Karen Scrivener	Suisse

Les partenaires du PN PerfDuB

Centres de recherche	CERIB
Entreprises de travaux	BOUYGUES TP EIFFAGE Infrastructures FFB FNTP VINCI Construction France VINCI Construction Grands Projets
Industriels / Syndicats professionnels	ARGECO CEMEX CHRYSO CIMENTS CALCIA CONDENSIL ECOCEM EQIOM IMERYS LafargeHolcim France MBSF OMYA SFIC SIBELCO SIKA SNBPE SURSCHISTE UNPG VICAT
Ingénieries / Bureaux d'Études	CONCRETE GEOS Laboratories GINGER CEBTP LERM RINCENT BTP SIGMA BETON SITES TECHNICONCRETE
Maîtres d'Ouvrages publics	ANDRA DGITM EDF
Organismes de recherche	C2MA CEA Saclay CEREMA ECL ENS Cachan ESTP GeM ICUBE INSA de Rennes L2MGC LASIE LGCgE LMDC LRMH Université Gustave-Eiffel
Assureurs	SOCABAT

CONCRETE
PATHOLOGY

CONDENSIL

ecocem
FRANCE

EDF

EGF
Innover pour un monde durable
ENTREPRISES GÉNÉRALES DE FRANCE BTP

ENS
CACHAN

EQIOM
A CRH COMPANY

ESTP
PARIS
L'ÉCOLE DES GRANDS PROJETS

ÉCOLE
CENTRALELYON

EIFFAGE

FFB
FEDERATION
FRANÇAISE
DU BATIMENT

LES TRAVAUX
PUBLICS
FÉDÉRATION
NATIONALE

GEOS
laboratories
FRANCE

GeM
Institut de Recherche en
Génie Civil et Mécanique

GINGER
CEBTP

iCUBE

IMERYS

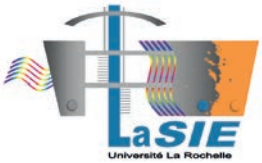
IMT Nord Europe
École Mines-Télécom
IMT-Université de Lille

INSA
RENNES

IREX
Institut pour la recherche appliquée
et l'expérimentation en génie civil

L2MGC
laboratoire de mécanique
et matériaux du génie civil

LafargeHolcim


LaSIE
Université La Rochelle

LMDC
Toulouse - Tarbes

1970-2020
LRMH
Laboratoire
de Recherche
des Monuments
Historiques

MASTER®
BUILDERS
SOLUTIONS

MINES
Alès

MINISTÈRE
DE LA TRANSITION
ÉCOLOGIQUE
Liberté
Égalité
Fraternité

OMYA

Rincent
RECHERCHE - EXPERTISE

lerm
setec

SIBELCO

sigma béton

Sika

Sites
VEILLE SUR VOS STRUCTURES

SNBPE
SYNDICAT NATIONAL DU BETON PRET A L'EMPLOI

SURSCHISTE

SYNDICAT FRANÇAIS DE
L'INDUSTRIE
CIMENTIÈRE

techniconcrete
Civil engineering - Offshore - Industry

UNPG

Université
Gustave Eiffel

VICAT

VINCI
CONSTRUCTION

Note des auteurs

D'un chapitre à l'autre, les lecteurs pourront trouver parfois certaines différences dans le choix des symboles employés pour écrire les formules et les équations. Assurés que leur texte sera clairement compris malgré d'éventuels écarts de notation, les auteurs les remercient d'avance pour leur bienveillance.

CHAPITRE 1

Évaluation des performances des bétons : de l'amélioration d'essais de durabilité existants à la définition de nouveaux protocoles

RAPPORT DE SYNTHÈSE GT1A & GT1C

***Auteur** (organisme)*

Franck Cassagnabère (LMDC, Université de Toulouse),
Marielle Guéguen Minerbe (MAST/CPDM, Université Gustave-Eiffel),
François Jacquemot (CERIB),
Emmanuel Rozière (GeM, UMR 6183 CNRS, Centrale Nantes),
Philippe Turcry (LaSIE, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université)

1. Introduction

Depuis plus de 20 ans, la communauté scientifique travaille sur l'analyse de la durabilité des bétons. L'approche dite basée sur la performance est désormais ancrée dans les discussions et en application dans divers documents tels que l'EN 206 et le Fascicule 65.

En 2015, le Projet National PerfDuB a été lancé avec pour objectif principal d'établir des méthodologies et procédures fiables et éprouvées sur les ouvrages neufs et anciens, validées par l'ensemble des acteurs techniques et scientifiques du domaine de la construction en béton.

Le programme de recherche a été mené par différents groupes de travail, parmi lesquels le groupe GT1 s'est intéressé aux essais de caractérisation. Au final, les essais doivent permettre d'évaluer les performances d'un béton soumis à trois types d'agressions extérieures : la carbonatation, la pénétration d'ions chlorure et les agressions chimiques. Ces attaques correspondent respectivement aux classes d'exposition XC, XS/XD et XA. À partir des essais, il s'agit de déterminer les propriétés du béton qui contrôlent à la fois la phase de dégradation de l'enrobage de l'ouvrage jusqu'à l'initiation de la corrosion des armatures, et la phase de propagation de la corrosion.

Avant le lancement du projet, il existait déjà des procédures d'essai, dont certaines étaient normalisées ou à l'état de norme expérimentale au niveau européen, dans le cas des classes XC et XS/XD. Dans le cas des classes XA, les méthodes d'essais existantes étaient, pour la plupart, loin d'être prêtes pour la normalisation. Sur la base de ce corpus d'essais existants, de nouvelles versions ont été proposées suite à une analyse des modes opératoires, des essais croisés et des études paramétriques. Ces procédures nouvelles ont été utilisées pour caractériser de nombreux bétons représentatifs des bétons actuels.

La section 2 du chapitre présente les résultats du groupe de travail GT1A sur les différents essais utilisés pour évaluer les performances dans le cas des classes d'exposition XC, XS et XD, c'est-à-dire l'essai de carbonatation accélérée, l'essai de détermination de la porosité accessible à l'eau, l'essai de perméabilité aux gaz, l'essai de migration des chlorures et l'essai de détermination de la résistivité électrique.

La section 3 présente les résultats du groupe de travail GT1C sur les essais utilisés pour évaluer les performances des bétons soumis aux attaques liées aux classes XA, c'est-à-dire l'attaque externe des sulfates, la lixiviation et la biodégradation.

2. Carbonatation et pénétration des chlorures (GT1A)

2.1. Programme

Pour chaque essai de performance, l'objectif du groupe de travail GT1A était de proposer un mode opératoire obtenu par d'éventuelles modifications d'un mode opératoire préexistant (à partir d'une norme par exemple). Le programme était organisé en 3 étapes (Figure 1.1). L'approche était la même pour chaque indicateur de durabilité ou essai de vieillissement accéléré.

- **Étape 1** – Une première version du mode opératoire (notée 1) a été proposée à partir de modifications mineures d'une version existante (clarification de certains éléments du protocole). La version 1 a été utilisée pour des essais croisés sur cinq bétons afin d'évaluer

la reproductibilité de l'essai et ses éventuels défauts. En parallèle, des études complémentaires ont été réalisées en faisant varier certains paramètres du mode opératoire. Ces deux approches ont conduit à la proposition de la version 2, c'est-à-dire une version « consolidée ».

- **Étape 2 –** La version 2 du mode opératoire a été utilisée pour une campagne de caractérisation de 42 bétons. À la suite de la campagne, le mode opératoire a été révisé avec le retour d'expérience des laboratoires (version 3).
- **Étape 3 –** La 3e version ainsi obtenue a finalement été utilisée pour une campagne d'essais inter-laboratoires sur 3 bétons. La finalité était de déterminer les données de fidélité de l'essai.

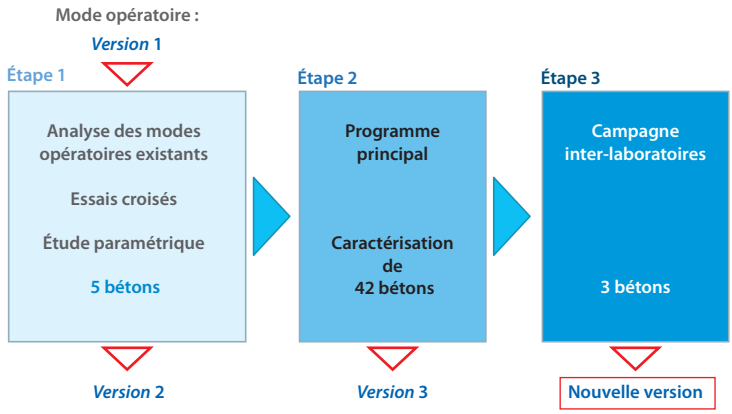


Figure 1.1 – Programme du groupe de travail GT1A.

2.1.1. Étape 1

Pour chaque essai, 5 bétons de compositions différentes ont été testés par 5 ou 6 laboratoires durant une campagne d'essais croisés. Le Tableau 1.1 donne les principales caractéristiques des bétons testés. Ces derniers ont également fait l'objet d'études paramétriques. Les résultats des essais croisés ont été analysés avec les méthodes statistiques de la norme NF ISO 5725.

Tableau 1.1 – Caractéristiques principales des bétons étudiés à l'étape 1.

Béton	B1	B4	B7	B31	B38
Classe de résistance	C35/45	C30/37	C35/45	C55/67	C70/85
Ciment	CEM I 52,5	CEM III/A 52,5	CEM I 52,5	CEM III/A 52,5	CEM I 52,5
Dosage en ciment [kg/m³ de béton]	280	280	270	380	311
Addition minérale	Filler calcaire	Filler calcaire	Filler calcaire	–	Fumée de silice
Dosage en addition [kg/m³ de béton]	50	50	190	0	35
Rapport eau efficace sur ciment (E_{eff}/C)	0,6	0,63	0,67	0,4	0,41
Type de béton	Ordinaire	Ordinaire	Autoplaçant	Hautes performances	Hautes performances

2.1.2. Étape 2

Une large campagne a été réalisée sur 42 bétons. Ces derniers ont été caractérisés avec la deuxième version des modes opératoires. 5 à 6 laboratoires ont été impliqués dans cette campagne. Chaque laboratoire était chargé de réaliser un ou plusieurs essais pour 5 à 8 bétons. L'analyse de la base de données ainsi obtenue est proposée dans un autre rapport (synthèse du GT3 ; voir chapitre 3).

2.1.3. Étape 3

Durant l'étape finale, une campagne inter-laboratoires a été menée avec pour objectif la détermination des données de fidélité, c'est-à-dire les écarts-types de répétabilité (s_r) et reproductibilité (s_R). La méthode utilisée pour l'analyse statistique est tirée de la norme NF ISO 5725.

De 10 à 20 laboratoires, selon l'essai utilisé, ont participé à cette campagne. Les bétons caractérisés étaient les suivants : B1, B4 et B31 (Tableau 1.1). Les éprouvettes ont été conservées sous eau pendant 90 jours avant essai.

Dans l'analyse statistique, certains résultats n'ont pas été pris en compte dans le calcul des moyennes et écarts-types, selon les critères suivants :

- non-respect du mode opératoire,
- variance aberrante,
- moyennes aberrantes ou en dehors de l'intervalle de confiance.

2.2. Essai de carbonatation accélérée

2.2.1. Modes opératoires initiaux

Deux modes opératoires ont été étudiés :

- Le mode opératoire noté EN V1 correspond principalement au protocole européen décrit dans le texte FprCEN/TS 12390-12:2010. L'humidité relative pendant la phase de préconditionnement a été fixée égale à 65 ± 5 % HR (aucune valeur n'était précisée dans le texte européen).
- Le second mode opératoire noté NF V1 correspond à la procédure française de la norme XP P18-458.

Le Tableau 1.2 compare les deux protocoles. Les différences principales sont les méthodes de préconditionnement (séchage à 20 °C ou séchage en étuve à 45 °C) et la concentration en CO_2 dans l'enceinte de carbonatation (4 % *vs* 50 %). Dans l'EN V1, deux faces parallèles de l'échantillon testé sont protégées pendant la carbonatation, alors que toutes les faces de l'échantillon sont carbonatées dans NF V1.

Tableau 1.2 – Spécifications des deux procédures pour la carbonatation accélérée (les différences principales sont soulignées).

		EN V1	NF V1
Éprouvettes	**Géométrie**	7 cm × 7 cm × 28 cm (béton)	7 cm × 7 cm × 28 cm (béton)
	Nombre	3	3
Préconditionnement	**Faces soumises au séchage**	Toutes les faces	Toutes les faces
	Durée	14 jours	14 jours
	Température	20 ± 2 °C	45 ± 5 °C
	Humidité relative	65 ± 5 %	Non régulée (mesurée ponctuellement)
Carbonatation	**Faces en contact avec le CO_2**	Deux faces opposées	Toutes les faces
	Durée totale	70 jours	28 jours
	Température	20 ± 2 °C	20 ± 2 °C
	Humidité relative	65 ± 5 %	65 ± 5 %
	Concentration en CO_2	4 ± 0,5 %	50 ± 5 %
	Échéances de mesures	28, 56, 63 et 70 jours	3, 7, 14 et 28 jours

2.2.2. Essais croisés et études paramétriques

2.2.2.1. Essais croisés

Les laboratoires impliqués dans les essais croisés étaient les suivants :

- EN V1 : Bouygues, CERIB, LaSIE, LGCGM, L2MGC ;
- NF V1 : Bouygues, CERIB, GeM, LaSIE.

Dans la suite, les laboratoires sont nommés « Lab*x* » avec *x* un numéro entre 1 et 7.

Comme le montre le Tableau 1.3, les équipements des laboratoires sont assez différents.

Tableau 1.3 – Équipements utilisés par les laboratoires participant aux essais croisés de carbonatation.

	EN V1	NF V1
Méthode de protection des faces de l'éprouvette contre la carbonatation	Enduit de mortier Peinture Paraffine Aluminium adhésif	Aucune protection
Équipement pour le préconditionnement	Chambre climatique Enceinte avec HR régulée par une solution saline	Chambre climatique Étuve (sans régulation de HR)
Équipement pour la carbonatation	Enceinte alimentée par une bouteille de gaz remplie à 100 % de CO_2, régulation de la concentration en CO_2 de l'enceinte avec un analyseur de gaz et régulation de l'humidité par une solution saline Chambre climatique avec régulation automatisée de la concentration en CO_2 Enceinte alimentée par une bouteille de gaz remplie d'un mélange CO_2/azote à 4 % de CO_2 et régulation de l'humidité par une solution saline	Enceinte alimentée par une bouteille de gaz remplie à 100 % de CO_2, régulation de la concentration en CO_2 de l'enceinte avec un analyseur de gaz et régulation de l'humidité par une solution saline Chambre climatique avec régulation automatisée de la concentration en CO_2 Enceinte alimentée par une bouteille de gaz remplie d'un mélange CO_2/azote à 50 % de CO_2 et régulation de l'humidité par une solution saline

Les profondeurs de carbonatation déterminées avec les deux procédures sont données pour chaque béton de la Figure 1.2 à la Figure 1.5. Les résultats du béton B38 n'ont pas été tracés : aucune profondeur de carbonatation n'a été mise en évidence avec le mode opératoire EN V1 et la profondeur n'a pas dépassé 1 mm pour le mode NF V1. Les deux protocoles ne permettent donc pas de carbonater un béton très dense comme le béton B38 fabriqué avec de la fumée de silice et un rapport E_{eff}/C de 0,41.

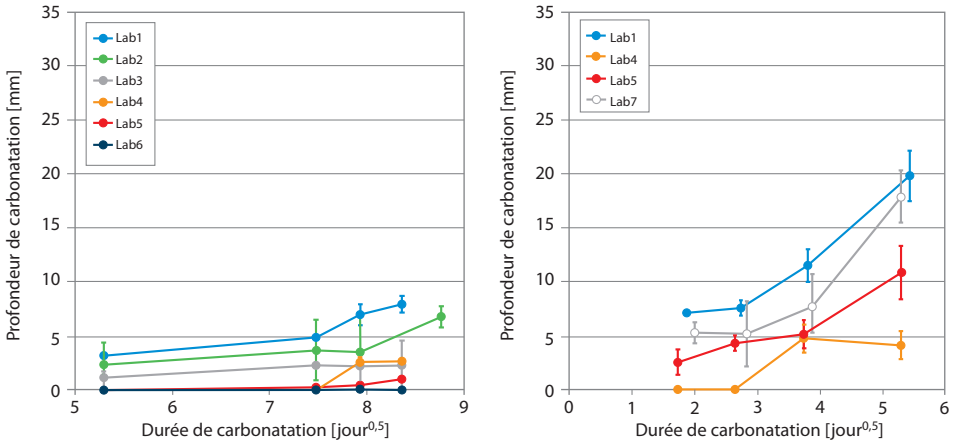


Figure 1.2 – Profondeurs de carbonatation du béton B1 pour les modes opératoires EN V1 (à gauche) et NF V1 (à droite).

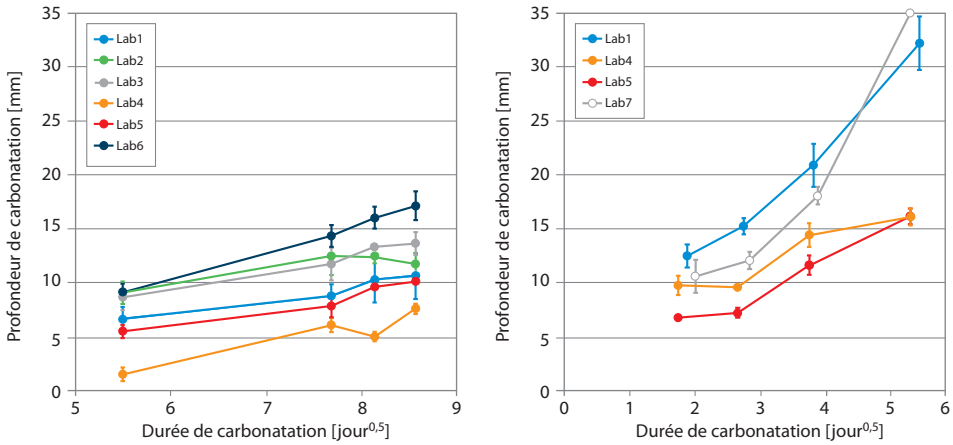


Figure 1.3 – Profondeurs de carbonatation du béton B4
pour les modes opératoires EN V1 (à gauche) et NF V1 (à droite).

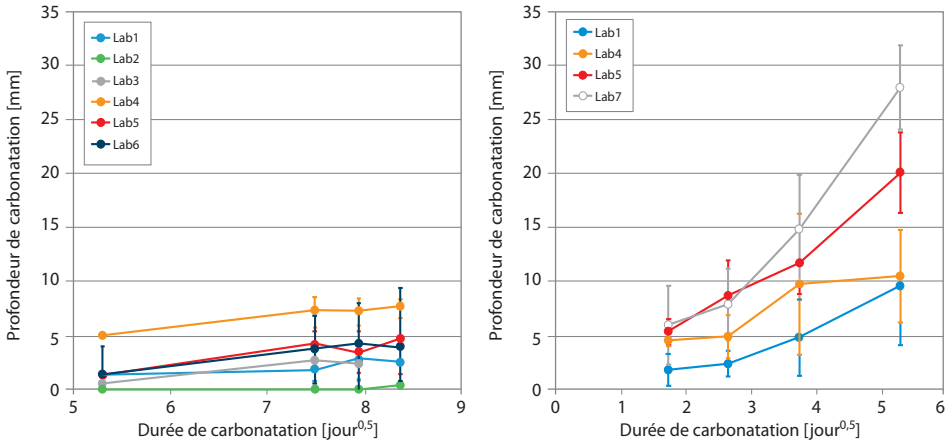


Figure 1.4 – Profondeurs de carbonatation du béton B7
pour les modes opératoires EN V1 (à gauche) et NF V1 (à droite).

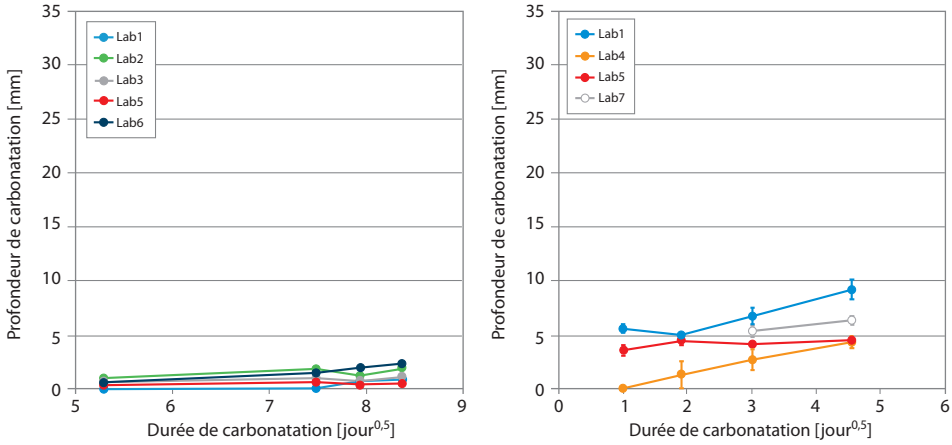


Figure 1.5 – Profondeurs de carbonatation du béton B31
pour les modes opératoires EN V1 (à gauche) et NF V1 (à droite).

a) Répétabilité

La répétabilité des deux modes opératoires est plutôt bonne. On note cependant des écarts-types élevés dans le cas du béton autoplaçant B7 (Figure 1.4). Cette dispersion pourrait être la conséquence de l'inhomogénéité des éprouvettes comme le montre la Figure 1.6 (gauche).

Figure 1.6 – Vues des faces fendues des éprouvettes : à gauche, éprouvette du béton B7 après pulvérisation de phénolphtaléine ; à droite, éprouvette du béton B1 avant application de phénolphtaléine.

b) Reproductibilité

Quel que soit le mode opératoire, la reproductibilité des essais est globalement faible, comme le montrent les différences entre laboratoires sur les Figures 1.2 à 1.5. Plusieurs hypothèses peuvent être avancées pour expliquer cette dispersion des résultats. D'abord, les dispositifs expérimentaux, présentés dans le Tableau 1.3, sont très différents d'un laboratoire à l'autre, des moyens utilisés pour le préconditionnement des éprouvettes (étuve non régulée en humidité, chambre climatique) à ceux de carbonatation accélérée (enceinte avec régulation de l'humidité par des solutions salines, chambre climatique).

Ensuite, la phase de préconditionnement donne d'un laboratoire à l'autre des résultats parfois bien différents. Par exemple, la Figure 1.7 montre les variations de masse d'éprouvettes du béton B7 à l'issue du préconditionnement du mode opératoire EN V1. Ces différences de variations de masse s'expliquent, en partie, par les différences de méthodes utilisées pour sécher les éprouvettes. L'état hydrique des éprouvettes, paramètre clé dans la cinétique de carbonatation, peut donc être différent d'un laboratoire à l'autre à l'issue du préconditionnement.

La campagne d'essais croisés nous a permis également de remettre en question la taille des éprouvettes utilisées. La section 7 cm × 7 cm est en effet discutable quand le diamètre maximal des granulats (D_{max}) est supérieur à 20 mm. La Figure 1.6 montre la face fendue d'une éprouvette du béton B1 avec une forte concentration en gravillons. Les faibles profondeurs de carbonatation obtenues pour ce béton pourraient provenir de l'alignement des gravillons sur le bord de l'éprouvette. Le manque de reproductibilité des essais pourrait d'ailleurs venir d'un défaut d'homogénéité des éprouvettes d'un laboratoire à l'autre. En effet, comme montré dans la suite (section 2.2.2.4), la reproductibilité des essais dans le cas d'éprouvettes de mortier normalisé s'est révélée bien meilleure.

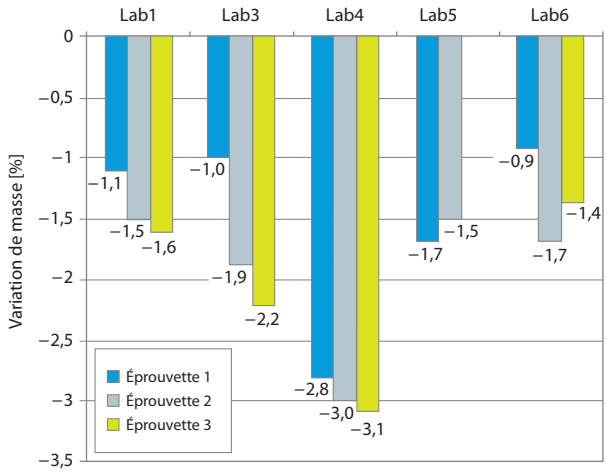


Figure 1.7 – Variations de masse obtenues par 5 laboratoires avec le préconditionnement du mode opératoire EN V1 pour chaque éprouvette du béton B7.

c) Sensibilité des modes opératoires

Le mode opératoire EN V1 n'a pas permis de carbonater de manière significative le béton B1 alors qu'il s'agit d'un béton « ordinaire » (ciment CEM I et E_{eff}/C égal à 0,6). Avec ce protocole, les profondeurs de carbonatation n'ont été significatives que dans le cas du béton B4, c'est-à-dire un béton de rapport E_{eff}/C de 0,6 formulé avec un ciment CEM III connu pour sa moindre résistance à la carbonatation. Évidemment, cela limite l'intérêt d'un tel protocole dans le cadre de l'approche performantielle qui repose sur l'évaluation des propriétés de durabilité.

Dans le cas du mode opératoire NF V1, les profondeurs moyennes supérieures à 5 mm ont été obtenues en fin d'essai par chaque laboratoire pour tous les bétons (à l'exception du béton à hautes performances B38).

Le mode opératoire NF V1 présente donc une sensibilité plus grande que celle du mode EN V1, comme l'illustre la Figure 1.8. Cette dernière compare des vitesses de carbonatation calculées avec la méthode décrite en section 2.2.4.2. Pour un béton donné, les vitesses sont les moyennes des vitesses déterminées par chaque laboratoire (d'où les écarts-types, représentés par les barres d'erreur, parfois élevés). La différence de vitesse entre les deux modes opératoires est en partie due à la différence de concentration en CO_2 dans l'enceinte de carbonatation (50 % contre 4 %). De plus, le séchage à 45 °C utilisé comme préconditionnement dans le protocole NF V1 est de toute évidence plus efficace pour réduire le degré de saturation en eau des éprouvettes que le simple séchage à 20 °C et 65 % HR du protocole EN V1. La teneur en eau résiduelle du béton a un impact majeur sur la diffusion du CO_2 : dans une éprouvette trop saturée en eau, le CO_2 pourra difficilement diffuser et donc carbonater en profondeur le béton.

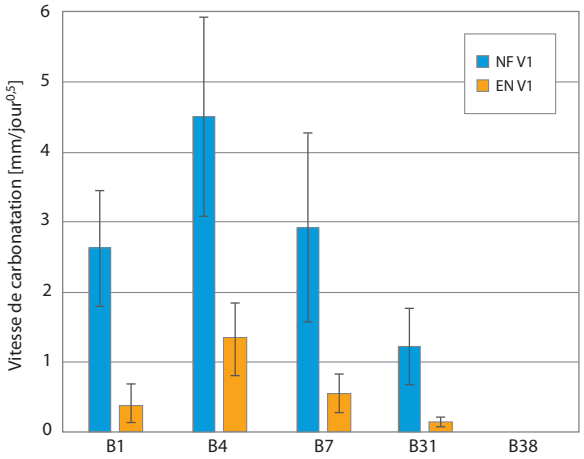


Figure 1.8 – Vitesses de carbonatation déduites des essais accélérés NF V1 et EN V1.

Notons que le mode opératoire EN a également fait l'objet d'une campagne inter-laboratoires dans le cadre du groupe européen CEN/TC51/WG12. Dans ce programme, seuls des bétons de faible résistance à la carbonatation (rapports E/C entre 0,5 et 0,6, ciments CEM II 32,5 et CEM II 42,5) ont été testés. Des profondeurs de carbonatation relativement élevées (entre 7 et 25 mm) ont pu être déterminées en fin d'essai, ce que nous obtenons ici principalement pour un béton de même gamme, le béton B4. Nos résultats sont donc en accord avec ceux du groupe européen. Cependant, nous montrons surtout que le protocole EN n'est pas pertinent pour des bétons de plus haute résistance à la carbonatation.

2.2.2.2. Études paramétriques

Des études paramétriques ont été menées sur les mêmes bétons que ceux des essais croisés pour évaluer l'influence des paramètres suivants : la concentration en CO_2 dans l'enceinte de carbonatation et la température de la phase de préconditionnement.

Dans une première étude, les procédures résumées ci-dessous ont été comparées :

- Procédure « 1 % CO_2 » : préconditionnement pendant 7 jours à 65 % HR et 20 °C, suivi d'une carbonatation à 65 % HR, 20 °C et [CO_2] = 1 %.
- Procédure « 4 % CO_2 » : préconditionnement pendant 14 jours à 65 % HR et 20 °C, suivi d'une carbonatation à 65 % HR, 20 °C et [CO_2] = 4 %.

Les deux protocoles se différencient à la fois par le préconditionnement et la concentration en CO_2. La Figure 1.9 donne les principaux résultats de l'étude, exprimés en vitesse de carbonatation.

Aucune carbonatation n'a été obtenue pour les bétons B1 et B38. Une forte dispersion des profondeurs de carbonatation a été observée pour le béton autoplaçant B7, comme lors des essais croisés. Le changement de procédure, de « 1 % CO_2 » à « 4 % CO_2 », c'est-à-dire l'augmentation à la fois de la durée du préconditionnement et de la concentration, n'est efficace que pour le béton B4 et dans une certaine mesure pour le béton B31. Cette étude confirme donc les conclusions de la campagne d'essais inter-laboratoires : la carbonatation est

peu accélérée par un préconditionnement réalisé à 20 °C et/ou par une faible concentration en CO_2 pour de nombreux bétons.

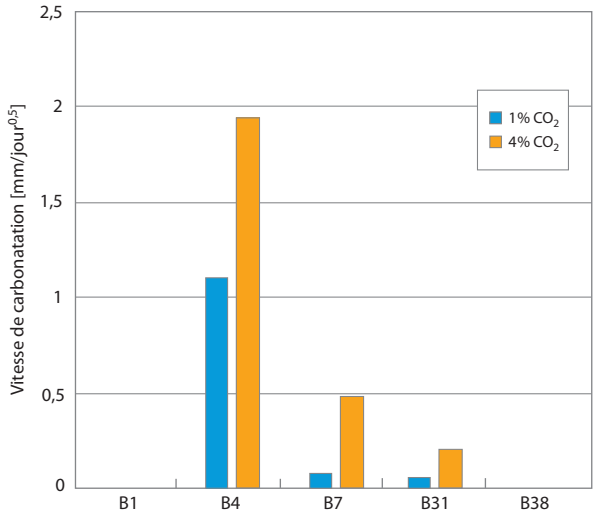


Figure 1.9 – Vitesses de carbonatation obtenues avec deux protocoles : « 1 % CO_2 » (préconditionnement de 7 jours à 65 % HR et 20 °C, carbonatation à 65 % HR, 20 °C et [CO_2] = 1 %) et « 4 % CO_2 » (préconditionnement de 14 jours à 65 % HR et 20 °C, carbonatation à 65 % HR, 20 °C et [CO_2] = 4 %).

Durant une deuxième étude réalisée par plusieurs laboratoires, deux protocoles ont été comparés :

- le premier correspond au mode opératoire EN V1 des essais inter-laboratoires, c'est-à-dire un préconditionnement de 14 jours à 65 % HR et 20 °C suivi d'une carbonatation dans les mêmes conditions de température et d'humidité avec une concentration de 4 % en CO_2 ;
- le second correspond au protocole de carbonatation du mode opératoire EN V1 avec le préconditionnement du mode NF V1 : préconditionnement de 14 jours en étuve à 45 °C puis carbonatation à 65 % HR, 20 °C et [CO_2] = 4 %.

La Figure 1.10 donne les vitesses de carbonatation des bétons B1, B4, B31 et B7 obtenues avec chaque protocole (vitesses moyennes calculées avec les vitesses déterminées par chaque laboratoire). Les deux protocoles n'ont pas permis de carbonater le béton B38. Les profondeurs de carbonatation étaient plus grandes après le préconditionnement à 45 °C qu'après celui à 20 °C. Les différences de vitesses de carbonatation entre les deux protocoles sont plus significatives pour les bétons faiblement carbonatés avec le premier protocole (B1, B7 et B31). L'augmentation de vitesse de carbonatation grâce à l'augmentation de la température du préconditionnement s'explique *a priori* par une réduction du degré de saturation des éprouvettes.

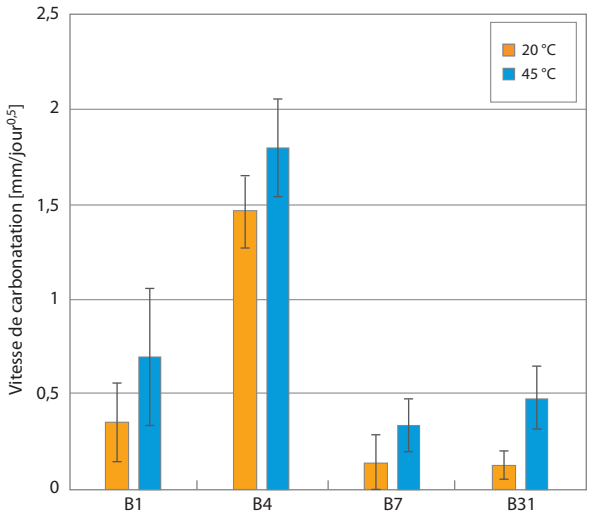


Figure 1.10 – Vitesses de carbonatation des bétons carbonatés à 20 °C, 65 % HR et [CO_2] = 4 % après 14 jours de préconditionnement à 20 °C ou à 45 °C.

2.2.2.3. Étude complémentaire

Pour aller plus loin dans l'analyse de la dispersion des résultats de la campagne inter-laboratoires, une autre campagne d'essais croisés a été menée sur des éprouvettes de mortier normalisé (4 cm × 4 cm × 16 cm). Le mortier a été fabriqué avec un ciment CEM II/A-LL 42,5 R et un sable normalisé CEN pour un rapport E/C de 0,5 selon la norme EN196-1.

Une reproductibilité bien meilleure a été obtenue sur mortiers par rapport aux bétons, comme le montre la Figure 1.11 avec l'exemple des profondeurs de carbonatation moyennes déterminées après 28 jours de carbonatation selon le mode NF V1.

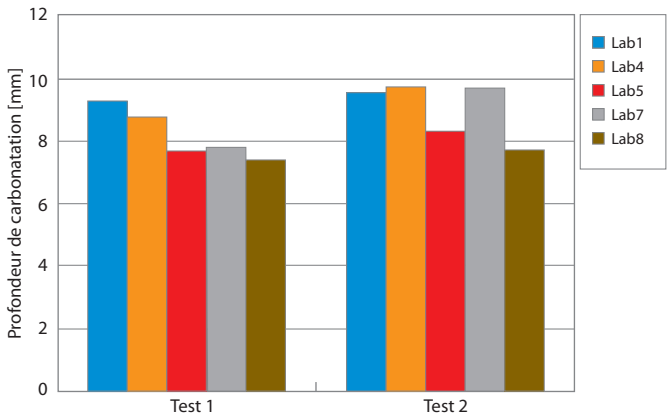


Figure 1.11 – Profondeurs de carbonatation déterminées pour des éprouvettes de mortier normalisé après 28 jours à une concentration en CO_2 de 50 % (mode opératoire NF V1).
Test 1 : préconditionnement réalisé dans chaque laboratoire puis carbonatation faite par le laboratoire Lab1.
Test 2 : préconditionnement réalisé par Lab1 puis carbonatation par chaque laboratoire.

Quand la préparation du matériau est facilement reproductible, comme dans le cas d'un mortier normalisé, la reproductibilité de l'essai accéléré semble donc améliorée. Cela signifie que la dispersion élevée des résultats inter-laboratoires pourrait être due dans une certaine mesure à la variabilité des éprouvettes testées. L'absence de trop gros granulats par rapport à la taille de l'échantillon pourrait également augmenter la reproductibilité (voir Figure 1.6).

Un autre résultat intéressant a été obtenu avec cette étude complémentaire sur mortier. La profondeur de carbonatation a été déterminée non seulement à 28 jours mais également à court terme c'est-à-dire après seulement 2 jours en enceinte à 50 % de CO_2 (NF V1). Comme le montre la Figure 1.12, un « double front de carbonatation » a été observé à cette échéance. Au préalable, les éprouvettes avaient été étuvées 14 jours à 45 °C. L'absence de carbonatation (du moins de chute de pH) dans les premiers millimètres est constatée quand le degré de saturation en eau est trop faible. Rappelons que la carbonatation dépend fortement de la teneur en eau : à faible teneur en eau, le phénomène de carbonatation, réaction entre les ions carbonate et les hydrates dissous, ne se produit que très partiellement.

Parmi les participants à cette étude, un des laboratoires a conservé les éprouvettes 7 jours en conditions ambiantes (20 °C et 65 % HR) après les 14 jours d'étuvage à 45 °C. Dans ce cas, aucun « double front de carbonatation » n'a été observé sur les faces fendues des éprouvettes après pulvérisation de phénolphtaléine. L'indicateur de pH a mis en évidence un front « classique » séparant une zone carbonatée d'une zone non carbonatée. Cela signifie que l'effet négatif d'un préconditionnement en étuve tel que celui du protocole NF V1 (c'est-à-dire un séchage excessif) peut être partiellement éliminé par un refroidissement de quelques jours à température ambiante dans les conditions de température et d'humidité de la phase de carbonatation.

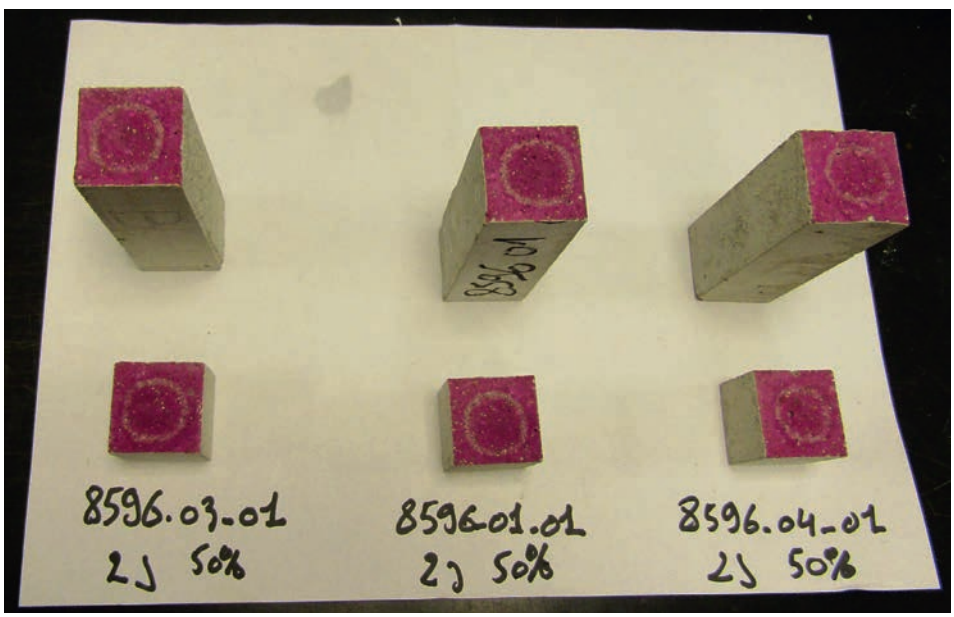


Figure 1.12 – Vue des faces fendues des éprouvettes de mortier après 2 jours de carbonatation à 50 % de CO_2 (mode opératoire NF V1) et pulvérisation de phénolphtaléine.

2.2.3. Nouveaux modes opératoires

Un certain nombre de problèmes a été mis en évidence par la campagne d'essais croisés et les études paramétriques. Pour chacun d'eux, les solutions suivantes sont proposées pour améliorer les protocoles de carbonatation accélérée.

2.2.3.1. Taille et géométrie des éprouvettes

Le diamètre maximal des granulats utilisés dans les bétons étudiés ici ($D_{max} \geq 20$ mm) est trop grand comparé aux dimensions des éprouvettes (7 cm × 7 cm × 28 cm). Nous proposons donc de réaliser les essais de carbonatation sur des éprouvettes de plus grandes dimensions, à savoir des cylindres Ø 11 cm × H 22 cm (géométrie courante). Les éprouvettes sont sciées en deux pour obtenir des cylindres Ø 11 cm × H 10 cm à carbonater de manière radiale. La profondeur de carbonatation est à déterminer sur ces cylindres après fendage.

2.2.3.2. Méthode de préconditionnement pour le mode NF

L'étape de préconditionnement de 14 jours à 45 °C provoque un séchage excessif de la « peau » de l'éprouvette. Pour limiter ce phénomène, nous proposons de prolonger le préconditionnement par un refroidissement des éprouvettes pendant 7 jours dans les conditions d'humidité et de température de l'étape de carbonatation, c'est-à-dire à 20 °C et 65 % HR.

2.2.3.3. Méthode de préconditionnement pour le mode EN

Le mode opératoire EN V1 s'est avéré peu sensible sachant que des profondeurs de carbonatation significatives n'ont pu être mesurées que dans le cas d'un béton réputé à faible résistance à la carbonatation ($E_{eff}/C = 0{,}6$ et ciment au laitier). La solution que nous proposons est d'adopter comme méthode de préconditionnement celle du mode opératoire français corrigé, c'est-à-dire un séchage de 14 jours à 45 °C suivi d'une période de 7 jours à 20 °C et 65 % HR.

2.2.3.4. Mieux contrôler la procédure

La reproductibilité s'est révélée faible pour les deux modes opératoires. Cela provient notamment de l'hétérogénéité des éprouvettes en béton et de leur géométrie. Les équipements utilisés par chaque laboratoire sont aussi très hétérogènes. Cependant, la reproductibilité a été bien meilleure dans le cas des éprouvettes de mortier CEN. Pour contrôler le mode opératoire, nous proposons de tester des éprouvettes de mortier (4 cm × 4 cm × 16 cm) en parallèle des éprouvettes de béton. Ces éprouvettes doivent permettre de contrôler la phase de préconditionnement (par détermination de la variation de masse des 4 cm × 4 cm × 16 cm).

Les nouveaux modes opératoires sont résumés dans le tableau suivant (Tableau 1.4). Notons que les deux modes opératoires, NF V2 et EN V2, diffèrent seulement par leur phase de carbonatation accélérée (concentrations en CO_2 et échéances de mesure). Ces deux modes opératoires ont été utilisés lors de la deuxième phase du PN PerfDuB pour la caractérisation des 42 bétons.

Il est à noter également que la concentration en CO_2 de la procédure EN est de 3 % et non de 4 %, comme dans la version V1. Ce changement de concentration est en accord avec la concentration choisie par le comité technique européen CEN/TC 104 réuni à la même période que le projet PerfDuB.

La procédure du préconditionnement a été légèrement modifiée à l'issue de l'étape 2 portant sur les 42 bétons. La période de séchage à 45 °C doit être stoppée lorsque les deux conditions suivantes sont remplies :

- la durée du séchage est supérieure ou égale à 14 jours ;
- la perte de masse du mortier CEN est supérieure ou égale à 5,5 %.

Après l'étape 3 (campagne inter-laboratoires), le mode opératoire EN est celui proposé par les acteurs du projet national à la communauté, car c'est le plus en cohérence avec l'essai accéléré de la norme EN 12390-12 publiée en 2020 (l'utilisation d'une concentration de 50 % pour accélérer la carbonatation ne fait définitivement pas consensus dans la littérature). Par conséquent, dans la suite de ce rapport de synthèse, seuls les résultats obtenus avec le mode opératoire EN seront présentés. Les résultats sur les 42 bétons obtenus avec le mode opératoire NF sont disponibles dans les rapports publiés par les participants à cette campagne expérimentale.

Tableau 1.4 – Résumé des deux modes opératoires de carbonatation accélérée.

		EN V2	NF V2
Éprouvette	**Géométrie**	10 cylindres Ø 11 cm × H 10 cm obtenus par sciage de 5 cylindres Ø 11 cm × H 22 cm après la cure	
	Nombre		
Préconditionnement	**Surface soumise au séchage**	Face latérale du cylindre (séchage radial)	
	Durée totale	≥ (14 + 7) jours	
	1re phase	≥ 14 jours à 45 ± 5 °C (*) (humidité relative non imposée mais mesurée ponctuellement)	
	2e phase	7 jours à 20 °C et 65 % HR	
Carbonatation	**Face de l'éprouvette en contact avec le CO_2**	Face latérale du cylindre (carbonatation radiale)	
	Température	20 ± 2 °C	
	Humidité relative	65 ± 5 % HR	
	Concentration en CO_2	3 ± 0,5 %	50 ± 5 %
	Échéances de mesure de la profondeur de carbonatation	28, 42, 56 et 70 jours	3, 7, 14 et 28 jours

(*) À l'issue de l'étape 2 du PN, il a été décidé de stopper le préconditionnement sur la base de 2 conditions (durée d'au moins 14 jours et perte de masse des éprouvettes de mortier d'au moins 5,5 %).

2.2.4. Caractérisation des 42 bétons

2.2.4.1. Programme expérimental

La résistance à la carbonatation des 42 bétons a été estimée avec le mode opératoire EN V2. Six laboratoires ont participé à cette campagne expérimentale qui a duré plus d'un an. Le mode opératoire NF V2 a également été utilisé (les résultats ne sont pas présentés dans cet ouvrage).

Les éprouvettes testées ont subi deux types de cure : une « cure humide », c'est-à-dire une immersion sous eau de 90 ± 7 jours, et une « cure sèche », correspondant à une conservation

dans le moule jusqu'à ce que la résistance à la compression soit égale à 35 % de la résistance à 28 jours suivie d'une conservation à l'air libre (65 ± 5 % HR et 20 ± 2 °C). Cette « cure sèche » est équivalente à la classe de cure 2 de la norme EN 13670 (voir le chapitre du GT3).

La vitesse de carbonatation atmosphérique a également été déterminée pour tous les bétons étudiés. Des éprouvettes Ø 11 cm × H 22 cm ont été conservées après la cure à l'air libre à 20 ± 2 °C et 50 ± 10 % HR. À différentes échéances, les échantillons ont été sciés en disque de 5 cm d'épaisseur. La profondeur de carbonatation naturelle a été déterminée par pulvérisation de phénolphtaléine sur les disques après fendage. Les échéances (âge du béton) étaient les suivantes : 6 mois, 1 an et 2 ans pour les éprouvettes soumises à la cure sèche et 1 (0,75) an et 2 (1,75) ans pour les éprouvettes issues de la cure humide (les valeurs entre parenthèses correspondent aux durées d'exposition à l'air libre, depuis la fin de la cure jusqu'à la détermination de la profondeur de carbonatation).

Tous les résultats de cette vaste campagne expérimentale ont été analysés par le groupe GT3. Un rapport est consacré à cette base de données et aux enseignements qui en sont tirés. Nous présentons ci-après deux enseignements de cette campagne.

2.2.4.2. Comment déterminer la vitesse de carbonatation

La vitesse de carbonatation, classiquement exprimée en mm par racine carrée du temps, peut être déterminée par régression linéaire en utilisant les 4 profondeurs de carbonatation accélérée moyennes, déterminé à t_0 (carbonatation initiale, juste avant la mise en carbonatation accélérée) et à 3 échéances de mesure. Deux méthodes de calcul ont été comparées à partir de l'ensemble des résultats obtenus sur les 42 bétons :

- Méthode « 4 points » : la régression linéaire est faite sur les 4 profondeurs.
- Méthode « EN 12390 » : la régression linéaire est faite avec les 3 profondeurs de carbonatation accélérée et l'ordonnée à l'origine est prise égale à la profondeur de carbonatation initiale. Cette approche est celle proposée dans la norme EN 12390-12.

La Figure 1.13 donne un exemple d'application des deux méthodes.

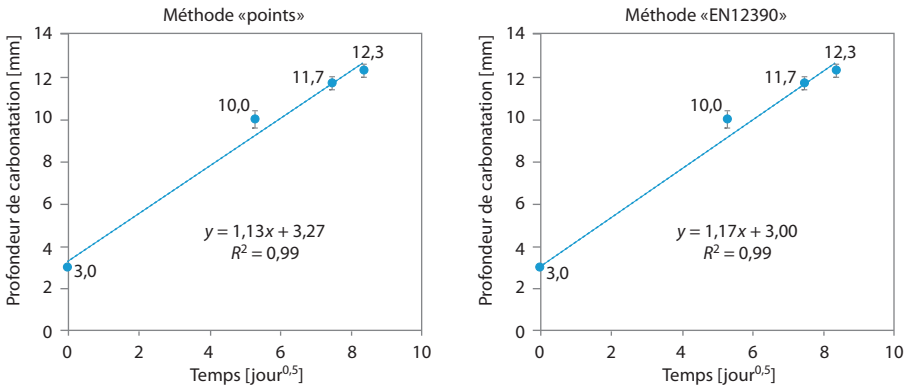


Figure 1.13 – Exemples de régression linéaire faits avec les deux méthodes comparées, « 4 points » et « EN 12390 », pour la détermination de la vitesse de carbonatation (béton soumis à cure sèche – mode opératoire EN V2).

Comme le montre la Figure 1.14, les vitesses de carbonatation obtenues avec les deux méthodes sont quasiment égales. Par conséquent, nous avons fait le choix d'utiliser la méthode issue de la norme EN 12390-12 pour toutes les analyses.

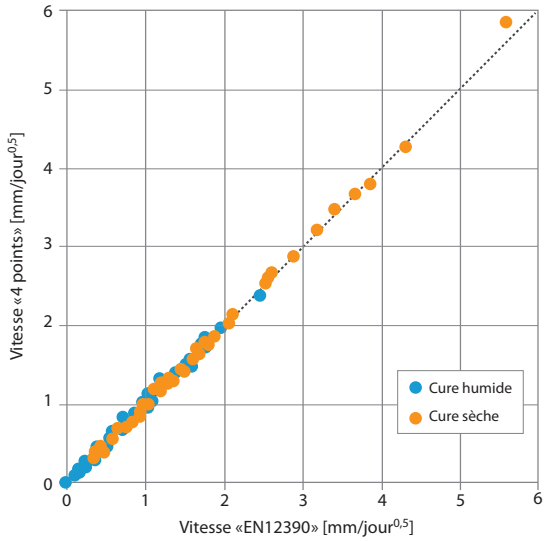


Figure 1.14 – Vitesses de carbonatation des 42 bétons déterminées par régression linéaire avec la méthode « 4 points » en fonction des vitesses obtenues avec la méthode de la norme EN 12390-12 (mode opératoire EN V2).

Le coefficient de détermination R^2 est un indicateur calculé pour juger de la qualité de la régression linéaire. Sur la Figure 1.15, le coefficient R^2 déterminé pour chacun des 42 bétons et les deux types de cure a été tracé en fonction de la vitesse de carbonatation correspondante. Le coefficient de détermination tend à augmenter avec la vitesse. Dans le cas de béton à haute résistance à la carbonatation, c'est-à-dire à faible vitesse de carbonatation, l'évolution de la profondeur de carbonatation n'est pas totalement linéaire avec la racine carrée du temps et les données expérimentales sont plus dispersées (faible valeur de profondeur moyenne et coefficient de variation élevée).

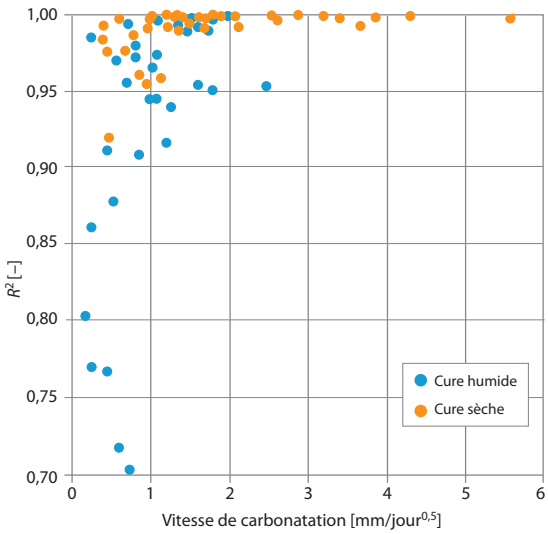


Figure 1.15 – Coefficient de détermination R^2 en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée déterminée par régression linéaire avec la méthode de la norme EN 12390-12 (mode opératoire EN V2).

À partir de ces observations, deux critères basés sur le coefficient de détermination sont proposés pour valider la valeur de la vitesse de carbonatation :

- $R^2 \geq 0{,}95$ pour une vitesse supérieure à 1 mm/jour^{0,5} ;
- $R^2 \geq 0{,}90$ pour une vitesse inférieure à 1 mm/jour^{0,5}.

Notons que plus la vitesse est élevée, plus le seuil de validation est élevé. Cette approche est jugée sécuritaire. En effet, un béton dont la vitesse de carbonatation est difficile à déterminer avec un essai accéléré (c'est-à-dire des profondeurs de carbonatation faibles et dispersées, et donc un R^2 faible) doit avoir *a priori* une résistance élevée à la carbonatation.

2.2.4.3. Corrélation entre vitesse de carbonatation accélérée et vitesse de carbonatation naturelle

La vitesse de carbonatation des 42 bétons a été déterminée en conditions naturelles, c'est-à-dire à 20 ± 2 °C et 50 ± 5 % HR, pendant 2 ans. Sur la Figure 1.16, les vitesses obtenues pour 13 bétons soumis à une cure humide sont tracées en fonction des vitesses déterminées à partir d'un essai accéléré. Les coefficients de détermination R^2 sont supérieurs ou égaux à 0,95.

La corrélation entre les deux vitesses est plutôt bonne. Le coefficient de corrélation entre les deux grandeurs est égal à 3. À partir de la vitesse de carbonatation accélérée, il est donc possible d'estimer la vitesse de carbonatation d'un béton conservé en cure humide avant exposition dans des conditions correspondant à la classe XC1.

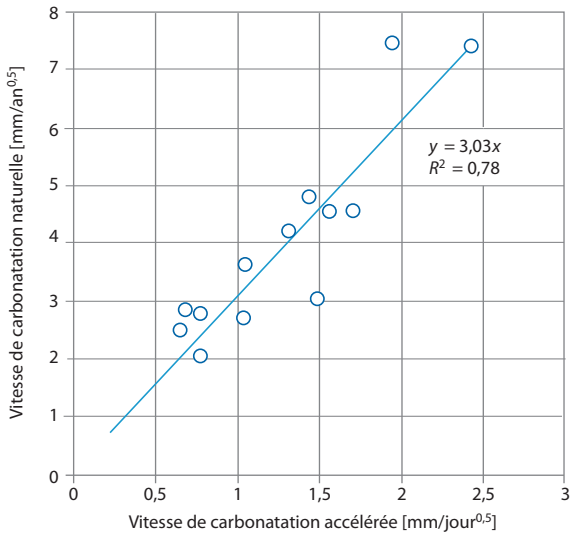


Figure 1.16 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction de la vitesse déterminée à partir des résultats d'un essai accéléré selon le mode opératoire EN V2 (cure humide).

La vitesse de carbonatation pourrait également être estimée à partir de la vitesse déterminée en conditions accélérées avec la relation suivante, qui est issue du modèle « classique » de

carbonatation en racine carrée du temps (modèle fondé sur la 1re loi de Fick et plusieurs hypothèses simplificatrices) :

$$v_{nat} = \sqrt{365}\sqrt{\frac{C_{nat}}{C_{acc}}}\,v_{acc} \qquad \text{[Équ. 1.1]}$$

où v_{nat} est la vitesse de carbonatation naturelle [mm/an^{0,5}], v_{acc} la vitesse de carbonatation accélérée [mm/jour^{0,5}], C_{nat} la concentration en CO_2 en conditions atmosphérique à l'intérieur d'un bâtiment (~ 0,05 %) et C_{acc} la concentration dans l'enceinte de l'essai accéléré (3 %).

Avec l'équation [1.1], le rapport entre v_{acc} et v_{nat} devrait être d'environ 2,5. Cette valeur est relativement proche du coefficient de corrélation égal à 3,0 obtenu avec les données de PN PerfDuB (Figure 1.16). Évidemment, la concentration en CO_2 n'est pas la seule différence entre les deux conditions de carbonatation, naturelle et accélérée. En réalité, l'état hydrique des éprouvettes n'est pas le même puisque les éprouvettes utilisées en carbonatation accélérée subissent un séchage à 45 °C avant la mise en carbonatation. Dans les conditions atmosphériques, séchage et carbonatation sont concomitants.

Dans la littérature, il existe d'autres tentatives pour faire le lien entre la vitesse atmosphérique et la vitesse accélérée. Par exemple, dans la norme suisse SIA 262-1, un coefficient de corrélation entre les deux propriétés est proposé égal à 2,6. L'essai accéléré de cette norme est réalisé avec une concentration en CO_2 de 4 % après un préconditionnement de l'âge de 72 heures à l'âge de 28 jours dans des conditions ambiantes (20 °C). Selon l'équation [1.1], le coefficient devrait être en théorie égal à 2. En fait, le coefficient de 2,6 inclut un facteur de correction qui a été trouvé par les auteurs de la méthode de manière empirique.

2.2.5. Campagne d'essais inter-laboratoires

Trois bétons (B1, B4 et B31) ont été testés avec le mode opératoire EN V2 durant cette campagne impliquant 14 laboratoires.

Au terme de la campagne, les résultats n'ont pas été validés pour plus de la moitié des participants. Les principales raisons en sont les suivantes :

- non-respect du mode opératoire : beaucoup de laboratoires n'ont pas utilisé les éprouvettes de mortier CEN pendant la phase de préconditionnement et n'ont donc pu remplir l'un des critères d'arrêt de cette phase (perte de masse supérieure ou égale à 5,5 %) ;
- valeurs aberrantes selon les tests statistiques de la procédure ISO ;
- non-respect du critère sur le coefficient de détermination R^2 pour valider la vitesse de carbonatation accélérée obtenue par régression linéaire.

Le mode opératoire est nouveau et beaucoup de laboratoires n'avaient sans doute pas encore assez d'expérience dans son application. Il est à noter que cette campagne expérimentale a été impactée par la crise du Covid-19 (certains laboratoires n'ont pas pu terminer l'essai).

Même si le nombre de résultats est faible, des données de fidélité ont tout de même été estimées pour la vitesse de carbonatation. Les résultats utilisés, concernant les bétons B4 et B31, sont présentés sur la Figure 1.17 (les résultats du B1 étaient trop dispersés).

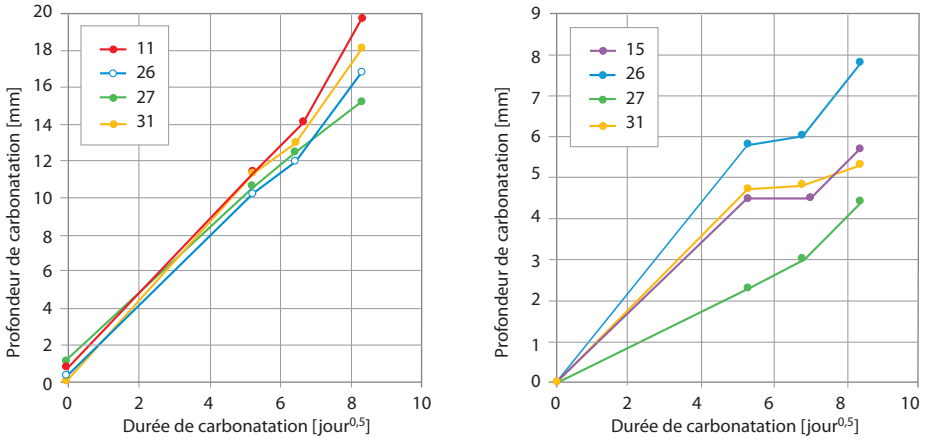


Figure 1.17 – Campagne d'essais inter-laboratoires : profondeurs de carbonatation des bétons B4 (à gauche) et B31 (à droite) déterminées par quatre laboratoires respectant l'ensemble du mode opératoire EN V2.

Pour ces deux bétons, les données de fidélité pour la vitesse de carbonatation sont les suivantes (avec m la moyenne, s_R l'écart-type et s_R/m le coefficient de variation) :

- Béton B4 : m = 1,97 mm/jour^{0,5} ; s_R = 0,25 ; s_R/m = 13 % ;
- Béton B31 : m = 0,71 mm/jour^{0,5} ; s_R = 0,22 ; s_R/m = 31 %.

Des données de fidélité sont aussi proposées dans la norme EN 12390-12. Le coefficient de variation en reproductibilité (s_R/m) est donné égal à 10 %. Cette valeur a été obtenue pour des bétons de faibles résistances à la carbonatation, comme le béton B4. Le coefficient de variation trouvé avec le mode opératoire du PN PerfDuB est donc proche de celui de la norme européenne.

2.3. Porosité et absorption capillaire

2.3.1. Modes opératoires initiaux

Les essais de détermination de la porosité et de l'absorption d'eau par capillarité sont décrits dans les normes NF P18-459 et NF EN 13057 respectivement. Lors de la 1re étape du PN PerfDuB, les essais d'absorption ont été réalisés sur des éprouvettes testées au préalable avec l'essai de porosité. Trois éprouvettes cylindriques de diamètre 11 cm et de hauteur 6,5 cm ont été testées par béton. Ces éprouvettes ont été obtenues par sciage d'éprouvettes Ø 11 cm × H 22 cm. Les principales étapes des essais sont décrites ci-après.

- ***Détermination de la porosité accessible à l'eau :***
  - saturation en eau de l'éprouvette sous vide (à une pression inférieure ou égale à 25 mbar pendant 48 heures) ;
  - détermination de la masse de l'éprouvette par pesée hydrostatique (M_{eau}) et de sa masse à l'air libre (M_{air}) ;

  - étuvage à 105 °C jusqu'à stabilisation de la masse de l'éprouvette, c'est-à-dire lorsque la variation de masse entre deux pesées espacées de 24 heures est inférieure à 0,05 % ;
  - détermination de la masse de l'éprouvette sèche (M_{sec}).
- ***Détermination du coefficient d'absorption capillaire :***
  - étanchéification du périmètre de l'éprouvette puis étuvage à 105 °C pendant 24 heures ;
  - refroidissement à 20 °C pendant 3 heures puis immersion de l'éprouvette placée sur des cales sur une hauteur de 2 cm d'eau à 20 °C ;
  - suivi du gain de masse dû à l'absorption d'eau par capillarité pendant 48 heures.

À l'issue des essais, les propriétés suivantes sont calculées :

- Porosité [%] :

$$\varphi = 100\,\frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \qquad \text{[Équ. 1.2]}$$

- Masse volumique apparente sèche [kg/m^3] :

$$\rho_d = \rho_{eau}\,\frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \qquad \text{[Équ. 1.3]}$$

  avec ρ_{eau} la masse volumique de l'eau.
- Coefficient d'absorption capillaire au temps t [kg/m^2] :

$$C_{a,t} = \frac{M_t - M_0}{A} \qquad \text{[Équ. 1.4]}$$

  avec M_t [kg] la masse de l'éprouvette au temps t, M_0 [kg] la masse de l'éprouvette avant absorption et A [m^2] la surface en contact avec l'eau.

2.3.2. Essais croisés et études paramétriques

2.3.2.1. Essais croisés

Six laboratoires ont été impliqués dans la campagne d'essais croisés : EDF, Cerema Aix-en-Provence, Cerema Autun, CERIB, Bouygues Construction et LERM. La Figure 1.18 donne le résultat de l'analyse statistique des résultats des essais. La reproductibilité de l'essai de détermination de la porosité est plutôt bonne : le coefficient de variation (s_R/m) est inférieur à 9 %. La dispersion la plus élevée est observée pour les bétons B31 et B38 à faible porosité (< 11 %). Les porosités obtenues sont bien corrélées au rapport E_{eff}/C puisque deux groupes sont mis en évidence : porosité inférieure à 11 % pour les bétons de $E_{eff}/C \leq 0{,}41$ (B31, B38) et porosité supérieure à 16 % pour les bétons de $E_{eff}/C \geq 0{,}6$ (B1, B4, B7).

Dans le cas de l'absorption capillaire, la dispersion est beaucoup plus grande : le coefficient de variation s_R/m est proche de 40 % pour 3 des 5 bétons. L'essai permet tout de même de différencier les bétons selon leur performance. Les bétons à faibles E_{eff}/C (B31, B38) ont une absorption bien plus faible que celle des 3 autres bétons. L'absorption la plus élevée est celle du béton B1 dont la structure poreuse est *a priori* plus grossière que celle des bétons B4 et B7 pour une même porosité.

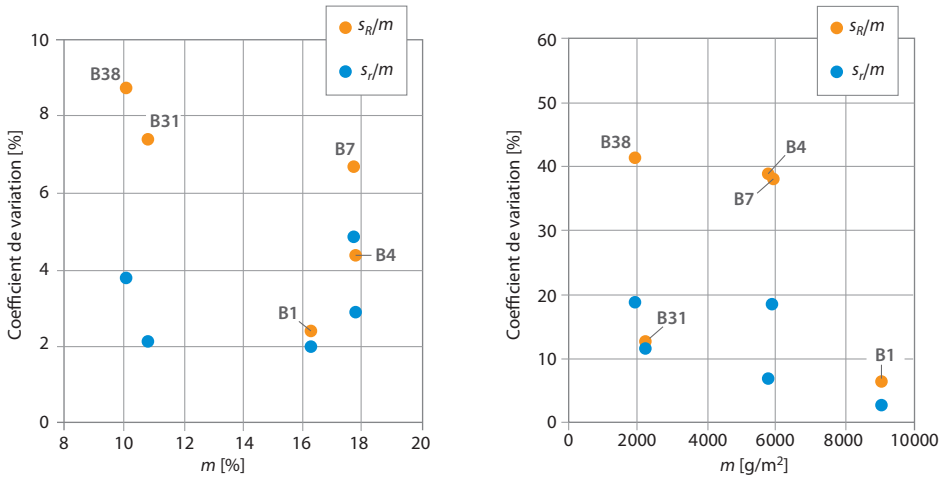


Figure 1.18 – Coefficients de variation en répétabilité (s_r/m) et reproductibilité (s_R/m) en fonction de la moyenne (m) de la propriété issue des essais croisés : porosité (à gauche) et coefficient d'absorption capillaire à 24 heures (à droite).

2.3.2.2. Études paramétriques

L'influence de quelques paramètres de l'essai de détermination de la porosité a été étudiée par deux laboratoires, à savoir le Cerema Aix-en-Provence et le Cerema Autun. Les principales conclusions sont les suivantes :

- ***Influence de la pression du vide lors de l'étape de saturation :*** les résultats des essais réalisés à 25, 50 et 100 mbar ne montrent pas d'influence significative de la pression sur la porosité (pour une durée de saturation de 48 heures).
- ***Influence de la durée d'exposition au vide avant ajout d'eau dans le dessiccateur :*** une durée comprise entre 4 et 8 heures n'a pas d'influence significative sur la porosité obtenue. Une durée de 4 heures semble suffisante.
- ***Influence de la durée de saturation :*** pour les 5 bétons étudiés, la porosité est identique quelle que soit la durée de l'étape de saturation en eau, 48 ou 72 heures, après une cure à l'eau de 90 jours. Une durée de 48 heures permet *a priori* une saturation complète des éprouvettes. Cette hypothèse a été vérifiée par l'étude complémentaire présentée ci-dessous.
- ***Influence de la taille de l'éprouvette :*** le volume de l'éprouvette a une influence sur la porosité déterminée. L'augmentation du volume de 0,67 à 1 litre entraîne une diminution de la porosité. La réduction relative la plus élevée (soit – 12 %) a été obtenue pour le béton le plus dense, c'est-à-dire le béton B38, dont la porosité est inférieure à 10 %. Cet effet est d'ailleurs plus marqué pour les bétons de porosité inférieure à 15 %.
- ***Influence de l'élancement de l'éprouvette :*** l'élancement a une influence mineure sur la porosité (éprouvettes de 7 cm de diamètre et 17 cm de hauteur contre éprouvettes de 11 cm de diamètre et 7 cm de hauteur).
- ***Influence de la température de l'étuve :*** la température a une influence significative sur la porosité pour les bétons les plus denses (Figure 1.19).

- ***Influence du critère d'arrêt de l'étuvage :*** un critère d'arrêt correspondant à une variation de masse inférieure à 0,1 % sur 24 heures tend à minimiser la porosité par rapport à celle obtenue pour un critère avec une variation de masse inférieure à 0,05 % sur 24 heures (Figure 1.19).
- ***Influence de l'origine de l'éprouvette :*** le type d'éprouvette, moulée ou issue d'un carottage, n'a pas d'influence majeure sur la porosité.

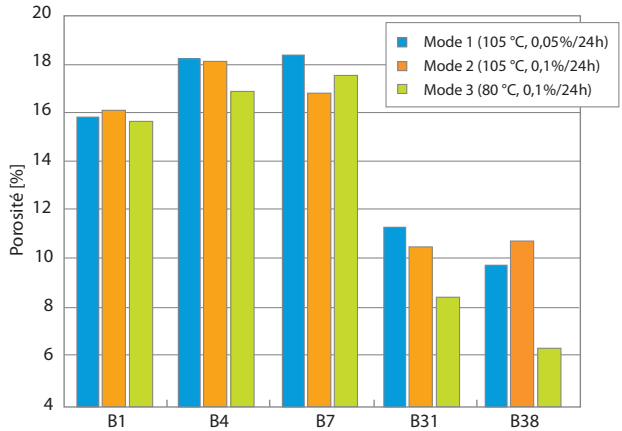


Figure 1.19 – Influence de la procédure d'étuvage sur la porosité déterminée sur les cinq bétons étudiés. Entre parenthèses : température de l'étuve, critère d'arrêt de l'étuvage exprimé en variation de masse relative sur 24 heures.

Une étude complémentaire sur les phases de saturation et d'étuvage a été réalisée par LafargeHolcim. L'objectif était d'abord de vérifier si le volume poreux de l'échantillon était pleinement rempli d'eau après l'étape de saturation de 48 heures. Ensuite, l'étude visait à vérifier si le critère utilisé pour arrêter l'étuvage à 105 °C conduisait à un état réellement « sec » du matériau. À cette fin, la teneur en eau a été surveillée à l'aide de capteurs placés à différentes profondeurs dans des éprouvettes pendant les étapes de saturation en eau et de séchage en étuve (Figure 1.20).

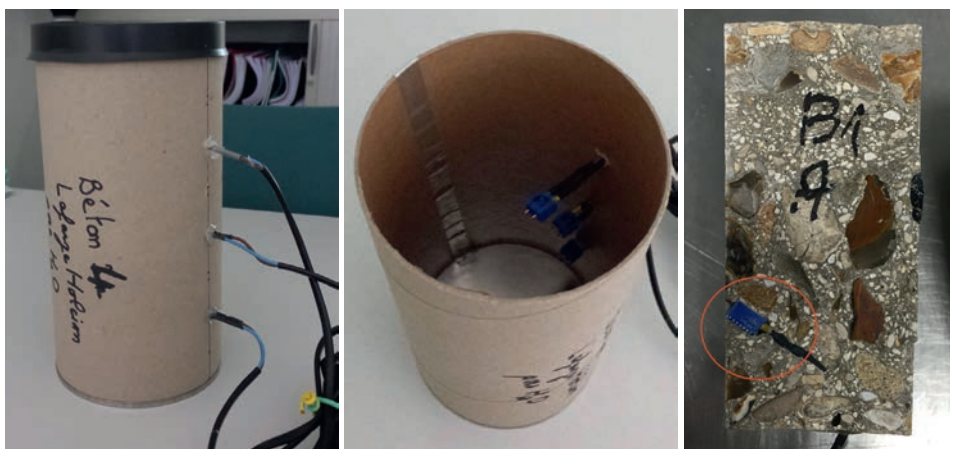


Figure 1.20 – Dispositif utilisé pour le suivi de la teneur en eau dans l'éprouvette en béton.

Nous pouvons tirer les conclusions suivantes de cette étude :

- Pendant la phase de saturation, l'humidité varie peu dans le temps et l'espace. En fait, les éprouvettes ont été soumises à une cure humide de 90 jours : elles doivent être quasiment saturées en eau à l'issue de la cure.
- Des éprouvettes préalablement séchées à 105 °C avant la phase de saturation ont également été testées avec la même procédure. Dans ce cas, il faut au moins trois jours pour saturer l'éprouvette de manière uniforme. L'état hydrique initial de l'éprouvette a donc une influence majeure sur l'efficacité de la saturation sous vide.
- Le critère de 0,05 % entre 2 pesées espacées de 24 heures permet d'obtenir un état « sec » stable et homogène dans l'éprouvette. La Figure 1.21 donne un exemple d'évolution de l'humidité à différentes profondeurs dans une éprouvette fabriquée avec le béton B31 pendant les deux phases de l'essai.

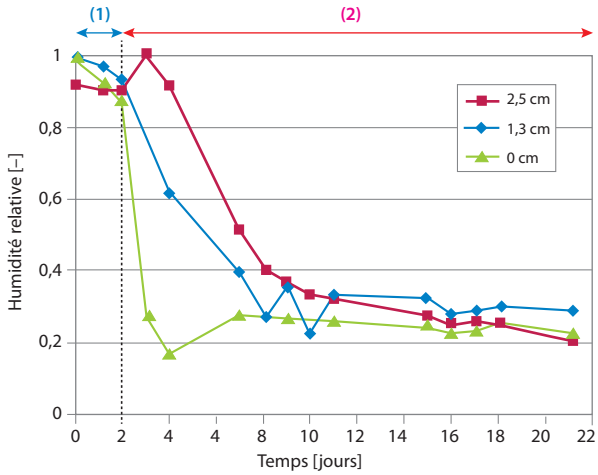


Figure 1.21 – Évolution dans le temps de l'humidité à différentes profondeurs dans une éprouvette du béton B31 au cours de l'essai de détermination de la porosité : phase de saturation sous vide (1) et étuvage à 105 °C (2).

2.3.3. Proposition de modifications des modes opératoires

À partir des résultats précédents, quelques modifications des modes opératoires initiaux ont été proposées. Il est à noter que ces modifications sont mineures.

Pour l'essai de détermination de la porosité, quelques précisions sont apportées concernant la géométrie et la procédure d'arrêt de l'étuvage :

- Chaque dimension de l'éprouvette doit être supérieure ou égale à trois fois le diamètre du plus gros granulat (défini selon la norme NF EN 12620) et, dans tous les cas, supérieure à 40 mm.
- Pour obtenir la masse « sèche » (M_{sec}), les éprouvettes doivent être séchées à 105 °C après la phase de saturation sous vide jusqu'à l'obtention d'une masse constante. La masse est considérée constante lorsque la variation relative sur 24 heures n'excède pas 0,05 %. Pour rendre le protocole plus facile à mettre en œuvre, nous ajoutons au protocole la possibilité d'espacer les mesures de masses de 72 heures maximum (pour éviter le problème des samedi/dimanche). Le critère d'arrêt reste le même.

Même s'il est assez difficile d'obtenir une pression inférieure à 25 mbar, cette limite est maintenue dans le mode opératoire. De plus, même si le séchage en étuve à 105 °C est discutable (dégradation partielle des hydrates de ciment, élimination de l'eau liée chimiquement), cette température reste inchangée pour des raisons pratiques. Premièrement, la durée pour obtenir une masse « sèche » stable est beaucoup plus longue à 80 °C qu'à 105 °C. Deuxièmement, des études antérieures dans le cadre du projet GranDuBé ont montré que la reproductibilité de l'essai est bien meilleure avec un séchage en étuve à 105 °C qu'à 80 °C [Arliguie *et al.*, 2007].

Concernant l'essai d'absorption capillaire, la température de l'étuve avant essai n'est plus de 105 °C mais elle est choisie égale à 80 °C.

2.3.4. Campagne d'essais inter-laboratoires

Les bétons (B1, B4 et B31) ont été testés lors d'une campagne inter-laboratoires impliquant 24 laboratoires. Seul l'essai de détermination de la porosité a été réalisé lors de cette campagne. Nos efforts se sont donc portés sur cet essai, dont la reproductivité s'est révélée bien meilleure que celle du test d'absorption lors des essais croisés, comme montré précédemment.

Comme le montre la Figure 1.22 dans l'exemple du béton B1, la reproductibilité de l'essai est bonne : les résultats des participants sont quasiment tous dans l'intervalle de confiance, qui est d'ailleurs étroit (± 1).

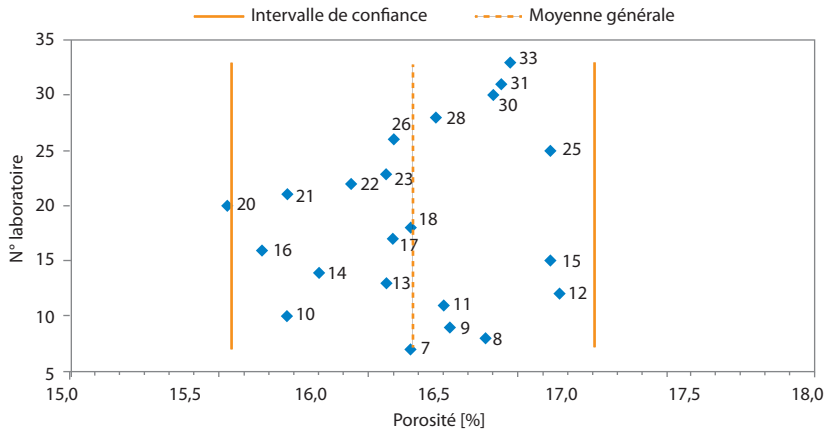


Figure 1.22 – Intervalle de confiance, moyenne générale et porosités obtenues pour le béton B1 par les 24 laboratoires ayant participé à la campagne inter-laboratoires.

Pour les trois bétons testés, les écart-types de répétabilité (s_r) et reproductibilité (s_R) sont indépendants de la moyenne. Par conséquent, des valeurs constantes de s_r et s_R sont proposées sur la plage de porosité de 12 à 18 % (Tableau 1.5). Ces données de fidélité ont été ajoutées au mode opératoire.

Tableau 1.5 – Données de fidélité de l'essai de détermination de la porosité

Plage de porosité [%]	Écart-type de répétabilité (s_r) [%]	Écart-type de reproductibilité (s_R) [%]
12–18	0,4	0,6

2.4. Perméabilité aux gaz

2.4.1. Mode opératoire initial

Le mode opératoire initial est décrit dans la norme française XP P18-463. L'essai consiste à soumettre le corps d'épreuve à un gradient de pression constant et à mesurer le débit volumique de gaz le traversant en régime permanent. Ces mesures permettent de calculer la perméabilité :

$$k = \frac{2P_1 QL\mu}{A(P_0^2 - P_1^2)} \qquad \text{[Équ. 1.5]}$$

avec k [m^2] la perméabilité aux gaz, P_0 la pression absolue de gaz en amont [Pa], P_1 la pression absolue de gaz en aval [Pa], μ la viscosité du gaz utilisé [Pa·s], Q le débit [m^3/s], L l'épaisseur du corps d'épreuve [m], A la section du corps d'épreuve [m^2].

Avant essai, les corps d'épreuve sont séchés à l'étuve à 80 °C. Un premier test de perméabilité est réalisé après 7 jours de séchage et un second après 28 jours. Deux valeurs de perméabilité du béton partiellement saturé sont ainsi obtenues, respectivement k_7 et k_{28}. Les corps d'épreuve sont ensuite séchés à 105 °C jusqu'à masse constante. Un dernier essai est réalisé sur les corps d'épreuve secs pour déterminer une dernière valeur de perméabilité k_{105}.

Il faut noter que la valeur de perméabilité obtenue est une « perméabilité apparente » car elle dépend de la pression appliquée en amont du corps d'épreuve.

2.4.2. Essais croisés et études paramétriques

2.4.2.1. Essais croisés

Quatre laboratoires ont participé aux essais croisés : Cerema Clermont-Ferrand, CERIB, GeM et le LERM. La Figure 1.23 présente les résultats de l'analyse statistique des résultats.

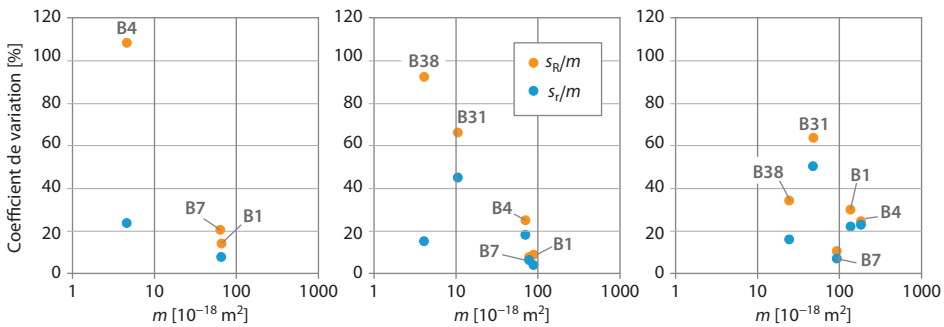


Figure 1.23 – Coefficients de variation en répétabilité (s_r/m) et reproductibilité (s_R/m) en fonction de la moyenne (m) de la propriété issue des essais croisés : k_7 (à gauche), k_{28} (milieu) et k_{105} (à droite).

La perméabilité k_7 n'a pas pu être déterminée pour les bétons les plus compacts (B31 et B38), car les débits de gaz étaient inférieurs à la limite de détection de l'appareil. Comme prévu, la perméabilité augmente avec la durée de séchage. Le coefficient de variation de reproductibilité (s_R/m) tend à augmenter quand la perméabilité diminue. s_R/m est inférieur à 35 % pour la plupart des bétons testés. Une dispersion élevée a été relevée pour le béton B31 ($s_R/m > 60$ %) ; elle pourrait résulter de la microfissuration induite par le séchage (même à 80 °C).

2.4.2.2. Études paramétriques

Les études paramétriques ont été réalisées dans deux laboratoires : le LML et le GeM. Le premier objectif était d'estimer l'influence de la température de séchage sur l'endommagement des corps d'épreuve. La microfissuration induite par le séchage a été évaluée en réalisant des essais de perméabilité à différentes pressions de confinement. Dans un second temps, la perméabilité apparente de chaque béton testé a été comparée à sa perméabilité intrinsèque. Celle-ci a été déterminée à partir d'essais à différentes pressions pour obtenir le coefficient de Klinkenberg (le modèle rend compte de l'écoulement par glissement du gaz par rapport aux parois des pores). L'objectif était de vérifier si les tendances observées pour la perméabilité apparente se retrouvaient au niveau de la perméabilité intrinsèque.

Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les perméabilités des corps d'épreuve séchés à 80 °C jusqu'à masse constante sont comparées aux perméabilités des corps d'épreuve avec séchage complet à 105 °C. L'augmentation de la température de séchage de 80 à 105 °C induit des augmentations variables de la perméabilité. Le béton autoplaçant B7 y était très peu sensible, tandis que le béton de type BHP B38 a vu sa perméabilité multipliée par 6.
- La dispersion des mesures varie d'un béton à l'autre et ne semble pas liée à l'hétérogénéité des corps d'épreuve. Les dispersions des mesures sont de l'ordre de 2 % pour le béton B1 et atteignent 85 % pour le béton B38 à 80 °C. Ces variations augmentent avec la température de séchage. À ce niveau également, le béton B38 se distingue par l'augmentation la plus élevée.
- Les variations de masse après séchage à 80 et 105 °C se corrèlent bien avec les variations de perméabilité. Cependant, l'augmentation de perméabilité semble davantage liée à la microfissuration induite par les dépressions capillaires dues au séchage que par l'augmentation du volume poreux permettant au gaz de percoler. L'influence du confinement sur la perméabilité montre clairement l'effet de la microfissuration sur la perméabilité aux gaz.
- La perméabilité intrinsèque conduit aux mêmes observations que la perméabilité apparente. Le séchage en étuve induit une augmentation de la perméabilité intrinsèque à cause de la microfissuration. Même si elle donne des informations utiles sur les propriétés de transfert des matériaux, la perméabilité intrinsèque ne permet pas de réduire la dispersion des valeurs obtenues.

2.4.3. Propositions de modifications du mode opératoire initial

Les études paramétriques ont montré que le préconditionnement lors de la mesure de la perméabilité (séchage en étuve) peut produire une microfissuration des corps d'épreuve, en particulier dans le cas du béton à haute performance, et donc conduire à des valeurs mesurées supérieures à la perméabilité réelle. Cependant, aucune modification majeure n'a été finalement apportée au mode opératoire. Les limites de l'essai pour les bétons à hautes performances doivent cependant être considérées lors de l'analyse des résultats.

Il faut noter que les données de précision proposées à l'issue des essais inter-laboratoires concernent seulement les bétons avec une perméabilité supérieure à 80×10^{-18} m^2, comme indiqué dans la section 2.4.4 suivante.

Il faut également noter qu'il avait été initialement proposé de réaliser l'essai de perméabilité sur 4 corps d'épreuve et d'exprimer le résultat comme la médiane des 4 valeurs déterminées

pour chaque étape (k_7, k_{28} et k_{105}). Cette proposition visait à améliorer la répétabilité. Cependant, toutes les analyses ultérieures des données ont montré que la médiane des 4 perméabilités (obtenues sur 4 corps d'épreuve) et la moyenne de 3 perméabilités (obtenues sur 3 corps d'épreuve) étaient quasiment égales. La Figure 1.24 montre un exemple de comparaison de médianes et moyennes dans le cas du béton B1 (résultats de la campagne d'essais inter-laboratoires).

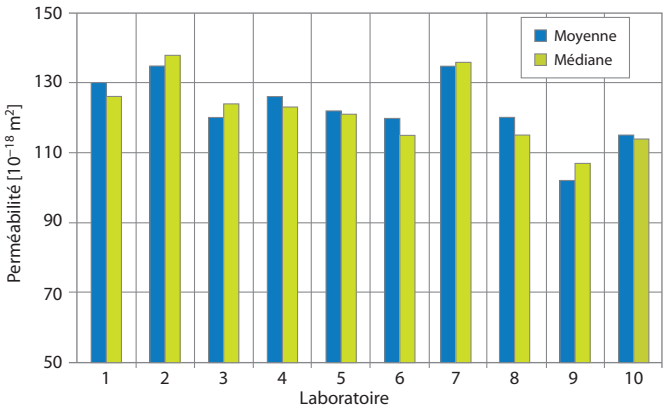


Figure 1.24 – Perméabilité k_{105} du béton B1 déterminée par 10 laboratoires pendant la campagne inter-laboratoires. Comparaison des valeurs médianes déterminées pour 4 éprouvettes et des valeurs moyennes obtenues pour seulement 3 valeurs de perméabilité.

2.4.4. Campagne d'essais inter-laboratoires

18 laboratoires ont participé à la campagne d'essais inter-laboratoires. Il faut noter que tous les laboratoires n'ont pas utilisé le même gaz : 39 % des laboratoires ont réalisé l'essai avec de l'air, 39 % avec de l'oxygène et 22 % avec de l'azote. Pour comparer les résultats, les perméabilités ont été recalculées en utilisant la même valeur de perméabilité pour un gaz donné, i.e. $1{,}84\times10^{-5}$ Pa·s pour l'air, $2{,}05\times10^{-5}$ Pa·s pour l'oxygène, $1{,}77\times10^{-5}$ Pa·s pour l'azote.

Les résultats obtenus après 7 jours de séchage à 80 °C, i.e. k_7, sont incomplets pour la plupart des laboratoires, en particulier pour le béton B31. Comme observé au cours de la première campagne d'essais croisés, les mesures du débit de gaz sont très difficiles. Par conséquent, les résultats de k_7 n'ont pas été pris en compte dans l'analyse statistique.

La Figure 1.25 représente les coefficients de variation en fonction de la moyenne pour la répétabilité et la reproductibilité des perméabilités déterminées après 28 jours de séchage à 80 °C et un séchage complet à 105 °C. Pour des valeurs de perméabilité comprises entre 80 et 160×10^{-18} m^2, le coefficient de variation est quasiment indépendant de la moyenne. Par conséquent, les données de fidélité sont fournies pour cette gamme de valeurs de perméabilité seulement, comme indiqué dans le Tableau 1.6.

Pour des valeurs de perméabilité inférieures à 80×10^{-18} m^2, il faut bien noter que les éprouvettes peuvent être altérées par la microfissuration induite par le préconditionnement thermique.

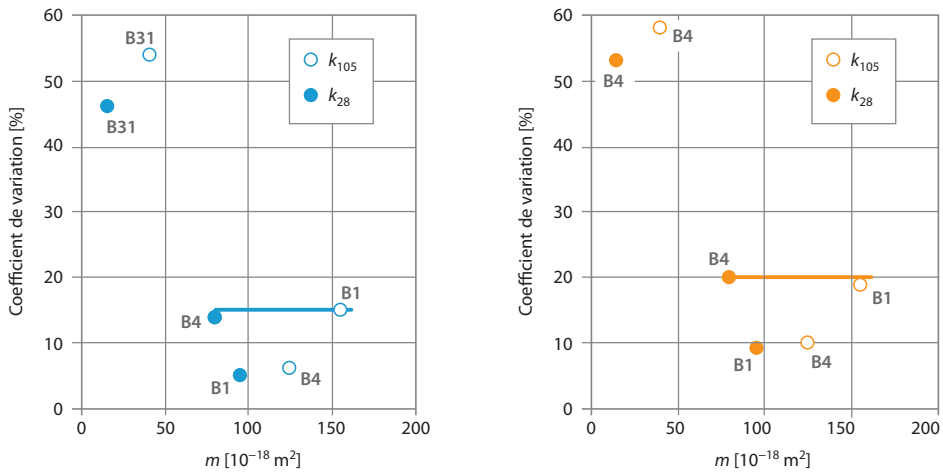


Figure 1.25 – Coefficient de variation en fonction de la moyenne des perméabilités k_{28} et k_{105} (m) issu de la campagne inter-laboratoires pour la répétabilité s_r/m (à gauche) et la reproductibilité s_R/m (à droite).

Tableau 1.6 – Données de fidélité de l'essai de perméabilité aux gaz.

Domaine de perméabilité [10^{-18} m^2]	Coefficient de variation pour la répétabilité s_r/m [%]	Coefficient de variation pour la reproductibilité s_R/m [%]
80–160	15	20

2.5. Coefficient de migration des chlorures

2.5.1. Mode opératoire initial

Le coefficient de migration des chlorures est obtenu par un essai accéléré de migration sous champ électrique en régime transitoire, adapté des protocoles XP P18-462, NT Build 492 (Chlortest D2), et EN 12390-18.

Après préparation, le corps d'épreuve est positionné entre deux compartiments, remplis en amont avec une solution de chlorure de sodium (NaCl 0,5 mol/l ou 1 mol/l dans le cas d'un matériau avec un très faible coefficient de diffusion) et en aval d'une solution sans chlorure (NaOH 0,1 mol/l). Un champ électrique est imposé pour faire migrer les ions chlorure du compartiment amont vers le compartiment aval. L'essai consiste à mesurer la profondeur de pénétration des ions chlorure dans le corps d'épreuve sur une durée donnée. La profondeur de pénétration est détectable après pulvérisation d'une solution d'$AgNO_3$ sur les surfaces de rupture du corps d'épreuve après fendage. Le coefficient de migration des chlorures (D_{rcm}) est calculé à partir de la profondeur de pénétration.

2.5.2. Essais croisés et études paramétriques

2.5.2.1. Essais croisés

Cinq laboratoires ont participé aux essais croisés : Cerema Lyon et St-Brieuc, CERIB, GeM et le LERM. D'après la Figure 1.26, la répétabilité et la reproductibilité sont très bonnes pour une diffusivité supérieure à 2×10^{-12} m^2/s. Pour des bétons de coefficients de migration

inférieurs, le coefficient de variation est beaucoup plus élevé. Cette tendance donne une indication sur la limite de l'essai de migration.

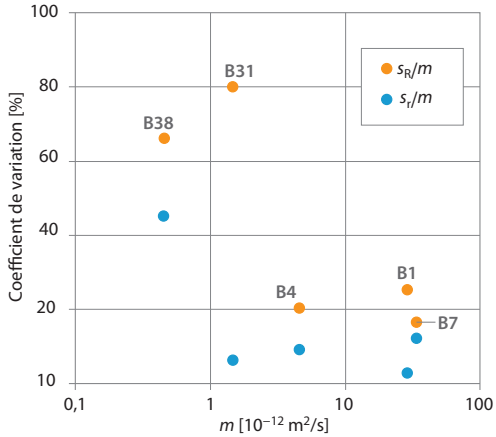


Figure 1.26 – Coefficients de variation en répétabilité (s_r/m) et reproductibilité (s_R/m) en fonction de la moyenne (m) du coefficient de migration des chlorures issue des essais croisés.

2.5.2.2. Études paramétriques

L'influence de plusieurs paramètres de l'essai de migration a été étudié par le Cerema Saint-Brieuc. Les principales conclusions sont les suivantes :

- ***Concentration en chlorures dans le compartiment amont :*** entre 0,5 et 2,0 mol/l, la variation de la concentration n'a pas d'effet significatif sur la valeur du coefficient de migration. La reproductibilité de l'essai a tendance à augmenter avec la concentration en chlorures dans le cas de bétons à hautes performance (B31 et B38).
- ***Tension :*** l'augmentation de la tension, entre 20–30 V et 40–50 V, produit une augmentation du coefficient de migration.
- ***Durée de saturation :*** différentes durées de saturation sous eau du corps d'épreuve avant l'essai de migration ont été étudiées, entre 24 et 72 heures. Aucune variation significative n'a été observée. Il faut noter que tous les corps d'épreuve ont subi une cure humide de 90 jours avant la saturation sous vide. On peut donc supposer qu'ils étaient quasiment saturés avant l'essai.

2.5.3. Propositions de modifications du mode opératoire initial

À la suite des essais croisés, des études paramétriques et des discussions au sein du groupe de travail, peu de modifications ont été proposées :

- La concentration en chlorures dans le compartiment amont est de 0,5 mol/l.
- Pour les BHP, une tension de 60 V est choisie au lieu de 20–30 V pour les bétons de résistances inférieures.
- Différents produits peuvent être utilisés pour l'étanchéité latérale des corps d'épreuve : résine époxy, paraffine, silicone.
- La profondeur de pénétration des chlorures doit être mesurée sur les deux surfaces de rupture après fendage.

2.5.4. Caractérisation des 42 bétons de référence

En parallèle de la caractérisation des 42 bétons, 5 d'entre eux, i.e. B1, B4, B7, B31 et B38, ont également été testés par LafargeHolcim en diffusion naturelle selon NF EN 12390-11, soit une procédure d'essai proche de NT Build 443. En résumé, cet essai consiste à immerger un corps d'épreuve saturé dans une solution à 3 % de NaCl. Après un certain temps, le corps d'épreuve est grignoté pour déterminer un profil de concentrations en chlorures. Le coefficient de diffusion peut être calculé à partir de ce profil.

Comme indiqué sur la Figure 1.27, on observe une bonne corrélation entre les coefficients de migration et de diffusion, ce qui confirme les résultats de la littérature et valide l'utilisation d'essais de migration pour déterminer la performance des bétons pour les classes d'exposition XS et XD. Il faut préciser que l'essai de migration est beaucoup plus rapide que l'essai de diffusion naturelle.

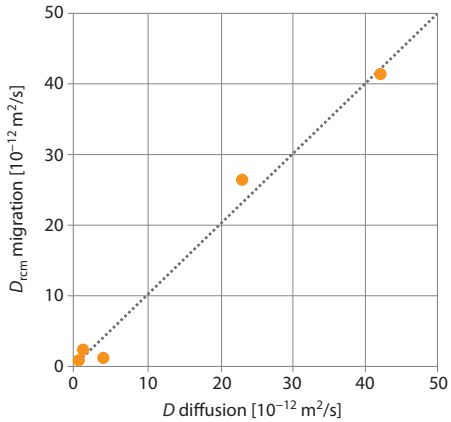


Figure 1.27 – Comparaison des coefficients de diffusion déterminés par le test de diffusion et des coefficients de diffusion déterminés par le test de migration (pour 5 bétons).

2.5.5. Campagne d'essais inter-laboratoires

Trois bétons ont été testés au cours de cette campagne qui a impliqué 21 laboratoires. D'après la Figure 1.28, le coefficient de variation est constant sur l'intervalle des valeurs de coefficients de migration mesurés, à la fois pour la répétabilité et la reproductibilité.

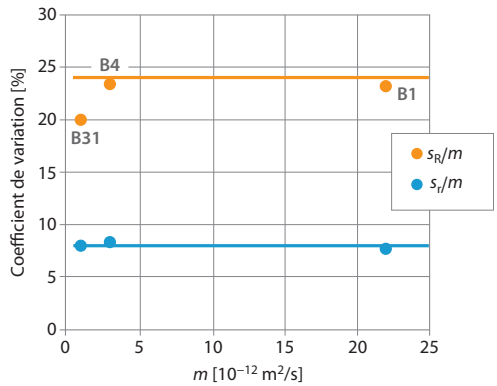


Figure 1.28 – Coefficients de variation en répétabilité (s_r/m) et reproductibilité (s_R/m) en fonction de la moyenne (m) des coefficients de migration des chlorures déterminés lors de la campagne inter-laboratoires.

Les données de fidélité proposées sont données dans le Tableau 1.7.

Tableau 1.7 – Données de fidélité de l'essai de migration.

Coefficient de migration des chlorures [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation : répétabilité s_r/m [%]	Coefficient de variation : reproductibilité s_R/m [%]
0,5–25	8	24

2.6. Résistivité

2.6.1. Mode opératoire initial

Le mode opératoire a été proposé par le LCPC en 2010. Inspirée d'un protocole rédigé dans le cadre du projet européen Chlortest (2005), la méthode est très proche de celle du projet de norme prEN 12390-19.

Un échantillon cylindrique initialement saturé avec une solution de NaOH (0,1 mol/l) est mis en contact avec deux électrodes (plaques de métal conducteur) par l'intermédiaire de deux éponges humides. L'ensemble est connecté à un dispositif de mesure électrique. À partir de la géométrie de l'éprouvette, la résistivité est calculée après avoir déterminé la résistance des éponges seules et la résistance du système éponges/éprouvette. Le périmètre de l'éprouvette peut être étanchéifié avant l'essai s'il est prévu de la tester ensuite avec l'essai de migration des chlorures.

2.6.2. Essais croisés

Les essais croisés ont impliqué les mêmes laboratoires que ceux participant à la campagne d'essais de migration des chlorures. Comme le montrent les coefficients de variation tracés en fonction de la moyenne sur la Figure 1.29, la dispersion des résultats, intra et inter-laboratoires, est relativement faible, quel que soit le béton. La résistivité permet également de différencier les bétons : l'effet du rapport E_{eff}/C ou de la nature du liant est bien mis en évidence grâce à cet indicateur.

Aucune modification significative du mode opératoire n'a été proposée à la suite des essais croisés.

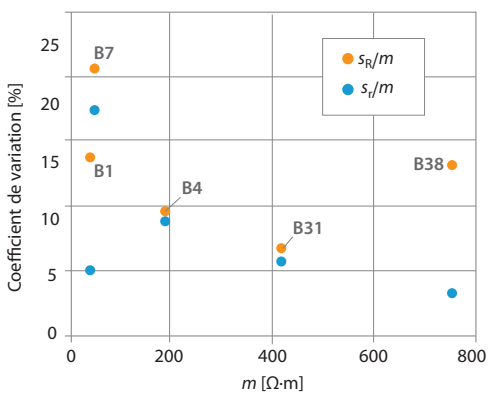


Figure 1.29 – Coefficients de variation en répétabilité (s_r/m) et reproductibilité (s_R/m) en fonction de la moyenne (m) de la résistivité issus des essais croisés.

2.6.3. Campagne inter-laboratoires

Trois bétons (B1, B4 et B31) ont été testés par 17 laboratoires pendant cette campagne.

Sur la base des résultats donnés sur la Figure 1.30, des coefficients de variation de répétabilité et reproductibilité ont été proposés constants sur la plage de résistivité 40–250 Ω·m (Tableau 1.8).

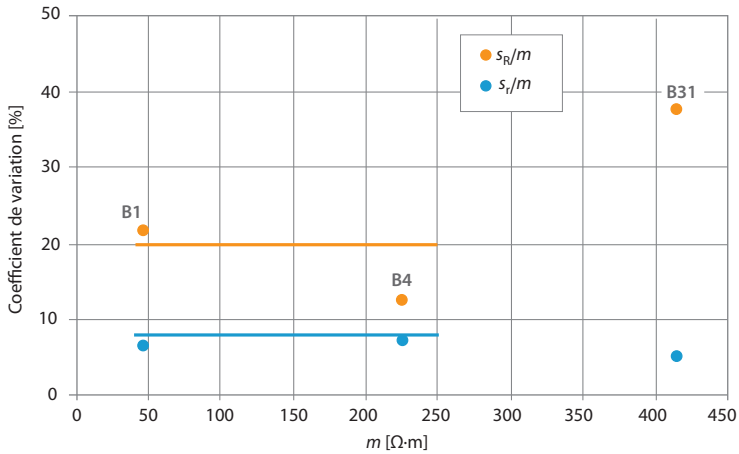


Figure 1.30 – Coefficients de variation en répétabilité (s_r/m) et reproductibilité (s_R/m) en fonction de la moyenne (m) de la résistivité déterminés lors de la campagne inter-laboratoires.

Tableau 1.8 – Données de fidélité de l'essai de détermination de la résistivité électrique.

Résistivité [Ω·m]	Coefficient de variation de répétabilité s_r/m [%]	Coefficient de variation de reproductibilité s_R/m [%]
40–250	8	20

2.7. Synthèse

Les essais permettant d'évaluer les performances des bétons soumis aux classes d'exposition XC et XS/XD ont fait l'objet d'un important travail de consolidation dans le cadre du Projet National PerfDuB. Sur la base de modes opératoires existants, des campagnes d'essais croisés et des études paramétriques ont permis de tester les essais et *in fine* de proposer d'éventuelles modifications. Ces travaux ont fait l'objet de nombreuses discussions, notamment lors des réunions avec le comité de suivi international composé d'experts de la durabilité du béton armé. Le projet s'est terminé par des campagnes d'essais inter-laboratoires qui ont permis d'aboutir à des données de fidélité pour la plupart des modes opératoires.

Les points clés des travaux sont résumés ci-après.

2.7.1. Essai de carbonatation accélérée

Des essais de carbonatation accélérée issus des textes existants, français (NF XP P18-458) et européen (FprCEN/TS 12390-12:2010), ont été comparés lors d'une campagne d'essais croisés. La reproductibilité des deux essais a été jugée faible. L'essai européen s'est également

avéré peu sensible, puisqu'une vitesse de carbonatation significative n'a été obtenue que dans le cas d'un béton à faible résistance à la carbonatation.

Sur la base d'études paramétriques, un nouveau mode opératoire est proposé à l'issue du PN PerfDuB. Ce mode opératoire provient en partie d'une combinaison des deux protocoles initiaux. Conformément à la norme EN 12390-12 publiée en 2020, l'essai est réalisé avec une concentration en CO_2 de 3 % pendant une durée de carbonatation de 70 jours. La phase de préconditionnement, préalable à la carbonatation, consiste en un séchage d'au moins 14 jours à 45 °C suivi d'une période de 7 jours à 20 °C et 65 % HR, c'est-à-dire les conditions de température et d'humidité lors de la carbonatation. Ce protocole de préconditionnement est bien différent de celui de la norme EN 12390-12 qui consiste à sécher les éprouvettes testées à 20 °C et à humidité relative de 55 % HR. Le préconditionnement à température plus élevée que nous proposons doit permettre d'augmenter la sensibilité de l'essai en diminuant significativement le degré de saturation en eau favorisant ainsi une diffusion du CO_2 plus en profondeur. Pour mieux contrôler la phase de préconditionnement, trois prismes de mortier CEN doivent être testés en même temps que les éprouvettes de béton. Un critère d'arrêt du séchage à 45 °C porte sur une perte de masse minimale des éprouvettes de mortier.

En fin de projet, la campagne inter-laboratoires, impactée par la crise du Covid, a été décevante car la reproductibilité des essais s'est révélée faible, ce qui s'explique en partie par le manque d'expérience des participants. Des données de fidélité ont été néanmoins proposées pour deux types de béton. De plus, une relation pour convertir la vitesse de carbonatation accélérée en une vitesse de carbonatation naturelle à 20 °C et 50 % HR a été proposée. L'essai accéléré pourra ainsi fournir une donnée d'entrée au modèle de prédiction de la carbonatation (travaux du GT2).

Des travaux complémentaires, comme de nouvelles campagnes inter-laboratoires, seront nécessaires pour consolider le mode opératoire proposé.

2.7.2. Essai de détermination de la porosité accessible à l'eau

La campagne d'essais croisés impliquant 5 laboratoires a montré la bonne reproductibilité de l'essai de porosité de la norme française NF P18-459. Des révisions mineures ont été proposées à partir des résultats des études paramétriques. Ces modifications visent principalement à faciliter la mise en œuvre de l'essai. Pour obtenir la masse sèche des éprouvettes, elles doivent être étuvées à 105 °C, après l'étape de saturation en eau, jusqu'à l'obtention d'une masse constante. Il est précisé dans la nouvelle version que la durée entre deux pesées ne doit pas dépasser 72 heures. L'éprouvette est supposée sèche lorsque la masse ne varie pas de plus de 0,05 % sur 24 heures. La plus petite dimension de l'éprouvette testée doit être supérieure ou égale à trois fois le diamètre du plus gros granulat et, dans tous les cas, supérieure à 40 mm. La campagne inter-laboratoires a impliqué plus de 20 laboratoires. Elle a permis de confirmer la bonne reproductibilité de l'essai et a abouti à la définition de données de fidélité indépendantes de la porosité.

2.7.3. Essai d'absorption capillaire

L'essai d'absorption étudié au cours du projet est basé sur la norme NF EN 13057. Lors des différentes campagnes expérimentales, les essais ont été réalisés sur des éprouvettes testées au préalable avec l'essai de détermination de la porosité accessible à l'eau. Les éprouvettes avaient

donc été étuvées à 105 °C avant absorption. L'essai s'est avéré assez peu reproductible dans cette configuration. Il n'a pas été utilisé lors de la campagne inter-laboratoires. L'essai d'absorption permet tout de même de faire la distinction entre bétons de différentes classes de performances. Nous proposons de modifier le mode opératoire en étuvant les éprouvettes avant l'absorption à 80 °C plutôt qu'à 105 °C, ce qui devrait limiter leur microfissuration.

2.7.4. Essai de détermination de la perméabilité aux gaz

Le mode opératoire de l'essai de perméation est issu de la norme française XP P18-463. La perméabilité aux gaz est déterminée sur des éprouvettes étuvées successivement 7 jours à 80 °C, 28 jours à 80 °C et à 105 °C jusqu'à masse constante. La campagne d'essais croisés a mis en évidence une faible reproductibilité de l'essai lorsqu'il est utilisé sur des bétons de faible porosité ($E_{eff}/C \leq 0{,}4$). Les études paramétriques ont montré que l'étuvage pouvait entraîner une microfissuration des éprouvettes testées, en particulier dans le cas des bétons à hautes performances mécaniques. Aucune modification majeure du mode opératoire n'a néanmoins été proposée. La microfissuration éventuelle des éprouvettes est un élément à garder en tête lors de l'analyse des résultats. Après la campagne inter-laboratoires, des données de fidélité ont été proposées pour les bétons de perméabilité aux gaz supérieure à 80×10^{-18} m^2.

2.7.5. Essai de migration des chlorures

L'essai de migration des chlorures étudié au cours du PN était basé sur les protocoles issus des textes XP P18-462, NT Build 492 et EN 12390-18. La reproductibilité est bonne pour les bétons dont le coefficient de migration est supérieur à 2×10^{-12} m^2/s. Dans le cas de bétons à plus faible diffusivité, le coefficient de variation devient beaucoup plus élevé. À partir des études paramétriques, seules quelques révisions du mode opératoire initial ont été proposées. En particulier, nous proposons d'utiliser une tension de 60 V pour les bétons à hautes performances au lieu de la plage de tension standard de 20–30 V. Cinq bétons ont été testés à la fois avec l'essai de migration et l'essai de diffusion naturelle de la norme NF EN 12390-11. Une bonne corrélation a été obtenue entre le coefficient de migration et le coefficient de diffusion, ce qui confirme les résultats de la littérature. La campagne inter-laboratoires a permis de déterminer des données de fidélité pour une large gamme de coefficients de migration.

2.7.6. Essai de détermination de la résistivité électrique

Un mode opératoire de détermination de la résistivité proche du protocole européen du texte prEN 12390-19 a été évalué au cours du projet national. La reproductibilité de l'essai s'est avérée bonne lors des deux campagnes d'essais croisés du projet. Aucune modification du protocole initial n'a donc été proposée.

À l'issue du Projet National PerfDuB, un ensemble d'essais permettant d'évaluer les performances pour les classes d'exposition XC et XS/XD est disponible. Leurs modes opératoires sont désormais normalisés ou en cours de normalisation.

3. Environnements chimiques – Classes XA (GT1C)

3.1. Réaction sulfatique externe (RSE)

3.1.1. Introduction

3.1.1.1. Contexte de l'étude

Les dégradations par réaction sulfatique des bétons sont nombreuses et de nature variée (externe ou interne). Une des constantes pathologiques de ce type d'attaque chimique est la perte de cohésion et la fissuration du béton généralement due à la formation d'ettringite différée (ou secondaire) à caractère massif et gonflante dans la matrice cimentaire.

La principale cause de ce dommage est l'apport d'ions sulfates provenant du milieu extérieur (eau de mer, eau séléniteuse, etc.). Il s'avère aussi que de nombreux paramètres secondaires peuvent modifier les cinétiques réactionnelles entrant en jeu dans ce mécanisme complexe (concentration de la solution externe, anion associé, pH, température).

Pour évaluer la résistance à l'attaque sulfatique externe d'un béton, des recherches récentes [Felekoglu *et al.*, 2006 ; Sahmaran *et al.*, 2007a-b ; Rozière *et al.*, 2009 ; Tosun *et al.*, 2009 ; Weritz *et al.*, 2009 ; Katsioti *et al.*, 2011] ont fait le focus sur les paramètres pertinents à considérer pour la mise en place d'un essai de dégradation accéléré.

Dans le cadre de l'approche performantielle pour formuler les bétons (norme EN 206/CN), les travaux récents à l'échelle française [Garcia et Carcassès, 2009 ; Messad, 2009 ; Cassagnabère et Carcassès, 2013 ; Rozière *et al.*, 2013] ont permis de mettre en place un protocole d'essai accéléré.

Mais certains aspects relatifs à cet essai accéléré ont besoin d'être approfondis afin de comprendre totalement les phénomènes réactionnels engendrés par cette dégradation pour les bétons de nouvelle génération. Le présent programme est la continuité d'une longue série d'études.

3.1.1.2. Partenaires

Différents partenaires expérimentés (LMDC, GeM, LafargeHolcim) déjà participants au développement de ce type d'essai se sont naturellement groupés afin d'établir ce programme expérimental.

D'autres partenaires (IFSTTAR devenu Université Gustave Eiffel, Armines, LGCGM) ont manifesté leur intérêt d'intégrer ce programme afin d'implanter cet essai dans leur laboratoire et d'apporter leurs compétences en matière d'analyse de la microstructure des matrices cimentaires saines et dégradées.

La coordination a été assurée par le LMDC.

3.1.1.3. Objectifs du programme d'essais

Ce rapport de synthèse restitue un programme initié par PerfDuB dans la continuité d'une longue série d'études portant sur l'attaque sulfatique externe. Dans cette étude du GT1C concernant l'essai accéléré de RSE, deux protocoles accélérés ont été ciblés :

- le perfectionnement de l'essai RSE développé par Messad [Messad, 2009] ;
- l'essai alternatif décrit dans l'annexe D de la norme suisse SIA 262 (2013–2019).

Les résultats présentés dans ce document sont le fruit de recherches issues de nombreux laboratoires académiques, institutionnels et industriels.

3.1.1.4. Structuration de la campagne expérimentale

La campagne expérimentale sur les classes d'exposition XA Sulfate s'est articulée en 4 phases. Les orientations et les décisions ont été à chaque fois validées par le Comité scientifique et technique (CST) du PN PerfDuB.

Le Tableau 1.9 résume cette structuration : bétons d'étude et protocoles testés.

Tableau 1.9 – Structuration de la campagne expérimentale de RSE.

		Protocole Messad					Protocole SIA		Protocole Massaad
		GeM	IFSTTAR	LafargeHolcim	LGCgE	LMDC	LafargeHolcim	LMDC	GeM
Tranche 1	B46	Orig	Var-sol		Var-pH		Orig		
	B47	Orig	Var-sol		Var-pH		Orig		
	B48	Orig	Var-sol		Var-pH		Orig		
	B49	Orig	Var-sol		Var-pH		Orig		
	B50					Orig			
	B51					Orig			
	B52					Orig			
	B53					Orig			
Tranche 2	B15		Var-sol		Var-pH	Orig	Orig	Orig	Orig
	B17		Var-sol		Var-pH	Orig	Orig	Orig	Orig
	B18		Var-sol		Var-pH	Orig	Orig	Orig	Orig
Tranche 3	B1-B0		Orig	Orig		Orig	Orig	Orig	Orig
	B15		Orig	Orig		Orig	Orig	Orig	
	B38		Orig	Orig		Orig	Orig	Orig	Orig

Légende : Orig : protocole originel ;
Var-sol : protocole avec variante sur l'activité de la solution de dégradation ;
Var-pH : protocole avec variante sur le maintien du pH.

3.1.1.5. L'organisation

L'organisation de l'étude RSE est similaire à celle des deux autres dégradations chimiques externes (attaques en eau pure et acide – lixiviation et biodégradation) et s'articule en 4 phases de la manière suivante :

- Phase 1 – Perfectionnement du protocole d'essai accéléré de RSE réalisé sur 8 bétons (B46 à B53) ;
- Phase 2 – Essais de fiabilité et de répétabilité sur 3 bétons du GT3 (B15, B17 et B18) ;
- Phase 3 – Essais croisés inter-laboratoires réalisés sur 4 bétons (B0, B1, B15 et B38) ;
- Phase 4 – Analyse et contractualisation.

3.1.2. Matériaux d'étude

Dans le cadre du développement de l'essai accéléré de réaction sulfatique externe (RSE), 14 bétons ont été testés :

- bétons confectionnés uniquement avec du ciment (B15, B17, B46, B47, B48 et B49 selon les références du PN) ;
- bétons confectionnés avec des additions minérales (B0, B1, B18, B38, B50, B51, B52 et B53 selon les références du PN).

Constituants de base

Ciments

Quatre ciments (trois CEM I et un CEM III) ont été utilisés, provenant de différents sites de production avec différents niveaux de résistance aux sulfates (variation de la quantité d'aluminate anhydre dans le clinker essentiellement). Les principales propriétés physiques et chimiques des ciments (conformes à la norme EN197-1) sont présentées dans le Tableau 1.10.

Tableau 1.10 – Compositions et propriétés des ciments utilisés (données producteur).

	CEM I	CEM I-SR3	CEM I-SR5	CEM III
Type	CEM I	CEM I	CEM I	CEM III/A
Classe/Réactivité	52,5N	52,5N	52,5N	52,5L
Classe de résistance aux sulfates	–	SR3	SR5	–
Producteur/Usine	Holcim, Lumbres	Lafarge, Val d'Azergues	Lafarge, Le Teil	Calcia, Gaurain
Masse volumique [g/cm³]	3,09	3,18	3,17	3,00
Surface spécifique [cm²/g]	4 600	3 683	3 630	4 450
R_{c2j}/R_{c28j}	37,0/60,0	34,6/65,0	32,0/64,6	19,0/55,0
Proportion de clinker [%]	97,0	99,0	97,0	54,0
Proportion d'addition [%]	3,0 (L)	1,0 (L)	3,0 (L)	43,0 (S) 3,0 (L)
Composition de Bogue du clinker				
C_3S	61,0	66,0	67,0	68,0
C_2S	–	13,0	17,0	10,0
C_3A	8,6	1,0	4,0	9,0
C_4AF	11,1	15,0	7,0	7,0
Gypse [% massique]	5,0	4,0	2,5	5,5

Additions minérales

Quatre additions minérales (filler calcaire L, laitier de haut fourneau S, cendres volantes V et fumée de silice D) ont été utilisées, provenant de différents producteurs. Les principales propriétés physiques et chimiques des additions sont présentées dans le Tableau 1.11.

Tableau 1.11 – Compositions et propriétés des additions minérales utilisées (données producteur).

	L	S	V	D
Type	Filler calcaire	Laitier de haut fourneau	Cendres volantes	Fumée de silice
Producteur	Omya	Ecocem	Surschiste	Condensil
Masse volumique [g/cm³]	2,70	2,90	2,22	2,24
Surface spécifique [cm²/g]	5 960	4 450	–	1,5 à 3,5×10⁵
I_{28j}/I_{90j}	0,77/–	–/1,02	0,89/1,03	1,01/–
D_{50} [µm]	40,0	11,0	–	–
Compositions minéralogique et chimique [%]				
$CaCO_3$	> 95,0	–	–	–
CaO	–	43,7	5,1	< 0,1
SiO_2	–	37,4	83,5	> 85
Al_2O_3	–	10,8		–
MgO	–	6,5	1,5	–

Granulats

Le squelette granulaire est composé d'un sable (G1-0/4) et de deux gravillons (G1-4/11 et G1-11/22). Les principales caractéristiques des granulats sont consignées dans le Tableau 1.12.

Tableau 1.12 – Propriétés des granulats.

	G1-0/4	G1-4/11	G1-11/22
Nature	Alluvionnaire	Alluvionnaire	Alluvionnaire
Granularité	0/4 mm	4/11 mm	11/22 mm
Forme	Roulé	Roulé	Roulé
Masse volumique [kg/m³]	2 600	2 570	2 590
Absorption [%]	0,72	1,52	0,97
Module de finesse	3,07	–	–

3.1.3. Formulation des bétons

3.1.3.1. Tranche 1 – Développement de l'essai

Dans ce paragraphe sont présentés les bétons qui ont été utilisés pour la première tranche de l'étude RSE qui concerne les paramètres d'essai pour le développement du protocole accéléré de dégradation. B_{CEMI} (ou B46 dans la désignation du GT3 du PN) est la dénomination du béton de référence confectionné uniquement avec le ciment CEM I sans spécification sur la

résistance aux sulfates. Les bétons $B_{CEMI-SR3}$, $B_{CEMI-SR5}$, B_{CEMIII} (ou respectivement B48, B47, B49) désignent les matériaux confectionnés respectivement avec les ciments CEM I SR3, CEM I SR5 et CEM III.

Le Tableau 1.13 résume les formulations des 8 bétons pour l'étude RSE du GT1C en tranche 1.

Tableau 1.13 – Formulation des bétons pour l'étude de RSE en tranche 1 [kg/m³].

Désignation GT3	B46	B48	B47	B49	B53	B50	B51	B52
	B_{CEMI}	$B_{CEMI-SR3}$	$B_{CEMI-SR5}$	B_{CEMIII}	B_{20L}	B_{20V}	B_{30V}	B_{45S}
CEM I	352				281,5	281,5	246,4	193,6
CEM I SR3		352						
CEM I SR5			352					
CEM III				352				
L					70,5			
V						70,5	105,6	
S								158,4
G1-0/4	650	650	650	650	650	650	650	650
G1-4/11	143	143	143	143	143	143	143	143
G1-11/22	1 006	1 006	1 006	1 006	1 006	1 006	1 006	1 006
Eau efficace	155,9	155,9	155,9	155,9	155,9	155,9	155,9	155,9
Eau totale	172,5	172,5	172,5	172,5	172,5	172,5	172,5	172,5

Les matériaux B_{20V}, B_{30V}, B_{45S}, B_{20L} (ou respectivement B50, B51, B52, B53) sont des bétons incorporant 20 % et 30 % de cendres volantes (V), 45 % de laitier de haut fourneau (S) et 20 % de filler calcaire (L) (taux de remplacement en masse). Le squelette granulaire des différents bétons, restant constant, a été optimisé par la méthode de Dreux.

3.1.3.2. Tranches 2 et 3 – Essais sur bétons du GT3 et essais croisés inter-laboratoires

Dans les deuxième et troisième tranches de l'étude, 5 bétons ont été utilisés. La nomenclature est identique à celle utilisée pour les bétons en tranche 1 (voir paragraphe précédent, un « ´ » a juste été ajouté pour distinguer les coulages des bétons). Le Tableau 1.14 résume les formulations des 5 bétons pour l'étude RSE du GT1C en tranches 2 et 3.

Tableau 1.14 – Formulation des bétons pour l'étude de RSE en tranches 2 et 3 [kg/m³].

Désignation GT3	B15	B17	B18	B1* – B0**	B38
	$B_{CEMI-SR3´}$	$B_{CEMIII´}$	$B_{30V´}$	B_{10L}	B_{8D}
CEM I	–	–	278	280	357
CEM I SR3	350	–	–	–	–

CEM III	–	350	–	–	–
V	–	–	119	–	–
D	–	–	–	–	30
L	–	–	–	50	–
Adjuvant	–	–	–	Ad1	Ad2
G1-0/4	832	815	781	830*	858
G1-4/11	405	303	378	906*	720
G1-11/22	625	680	590		319
Eau efficace	175	175	175	163	159

* Pour B1, le sable 0/4 et le gravillon 6,3/20 sont différents de G1.

** La formule B0 dérive de la formule B1 avec un problème de teneur en eau, ce qui a conduit à des performances très médiocres.

3.1.4. Malaxage et mise en place des corps d'épreuve

Pour une composition donnée, deux gâchées de 30 litres ont été confectionnées dans un malaxeur de capacité maximale de 50 litres. Les deux gâchées, réalisées consécutivement et conformément à la procédure PerfDuB, ont été préparées selon la séquence et échantillonnées comme présenté dans le Tableau 1.15.

Tableau 1.15 – Malaxage et mise en œuvre des bétons en laboratoire.

	Malaxage	Mise en œuvre	
Malaxeur	**Séquence de malaxage**	**Échantillonnage**	**Vibration**
Malaxeur de capacité 50 l	Confection en laboratoire : Phase d'introduction : granulats (G1), liant (CEM I, L, V, S), eau	Cylindres (Ø 11 cm × H 22 cm) Prismes (7 cm × 7 cm × 28 cm) Cubes (15 cm × 15 cm × 15 cm)	Table vibrante (48 Hz, 1,6 *g*)

Après la phase de malaxage, les matériaux frais ont été mis en œuvre par vibration dans des moules cylindriques, prismatiques et cubiques. Après le démoulage des corps d'épreuve (24 heures), les échantillons de béton ont été mûris durant 90 jours en salle de conservation dans laquelle l'humidité et la température sont régulées (HR = 100 %, T = 20 ± 1 °C).

Les tests de caractérisation des bétons à l'état « sain » ont été effectués après 90 jours de cure.

3.1.5. Protocoles d'essais

Cette section est consacrée à la description des protocoles expérimentaux utilisés dans cette étude. Des modes opératoires pour des propriétés usuelles du béton comme la résistance en compression ou la porosité accessible à l'eau, ainsi que les procédures de dégradation par réaction sulfatique externe, RSE (accélérée ou naturelle), sont décrits dans les paragraphes suivants.

3.1.5.1. Protocoles de dégradation par RSE

a) Protocoles originels

Pour la totalité de l'étude, trois modes opératoires ont été utilisés pour appréhender le comportement des bétons vis-à-vis de leurs résistances à la réaction sulfatique externe (RSE). Deux protocoles accélérés de dégradation par RSE ont été retenus dans cette campagne expérimentale :

- le « protocole par saturation » développé dans les travaux de thèse de Messad (2009) [Messad, 2009] ;
- le « protocole par immersion–séchage » de la norme suisse (SIA 262 Annexe D, 2013-2019) développé par [Loser et Leemann, 2015].

En parallèle, une procédure d'attaque naturelle a été employée afin d'obtenir la cinétique d'accélération des deux protocoles précédemment cités. Ce mode opératoire a été développé lors des travaux de thèse de Massaad (2016) [Massaad, 2016].

b) Variantes au protocole originel

Afin d'avoir une bonne appréciation des paramètres des protocoles accélérés précédemment cités, des variantes à la procédure originelle ont été délibérément réalisées (non-maintien du pH et variation du rapport $V_{béton}/V_{solution}$ et fréquence de renouvellement de la solution d'attaque).

3.1.5.2. Essais complémentaires

a) Propriétés mécaniques et de durabilité

Les propriétés à l'état durci des 8 bétons d'étude ont été mesurées à 90 jours selon les protocoles suivants :

- la résistance en compression (R en MPa) selon la norme française NF EN 12390-3 ;
- la porosité accessible à l'eau (P_{eau} en %) selon la norme française NF P18-459 ;
- le coefficient de migration des ions Cl^- en régime non stationnaire (D_{rcm} en 10^{-12} m^2/s) selon la norme française XP P18-462.

b) Étude microstructurale

Parallèlement à cette campagne expérimentale de dégradation, une étude sur la microstructure a été menée au LMDC. Des essais d'identification minéralogique ont été menés par diffractométrie de rayons X (DRX). En parallèle, des observations au microscope électronique à balayage (MEB) couplées à des analyses chimiques élémentaires par dispersion d'énergie (EDS) ont été réalisées. Des spécimens sains et dégradés (après la phase d'immersion dans la solution de sulfate) ont été confrontés afin de comparer d'éventuelles modifications de phases dans la matrice cimentaire.

3.1.6. Propriétés aux états frais et durci

Les 14 bétons ont été caractérisés aux états frais (essais statiques) et durci (après 90 jours de maturation).

3.1.6.1. Propriétés à l'état frais

Les caractéristiques statiques à l'état frais (consistance, masse volumique, affaissement, teneur en air) ont été mesurées lors de la confection des bétons en laboratoire. Le Tableau 1.16 résume ces résultats.

Tableau 1.16 – Propriétés statiques à l'état frais des bétons d'étude.

Tranche	Béton	Wattmètre [W]	Masse volumique [kg/m³]	Affaissement [cm]		Teneur en air [%]
				t_0 + 5 min	t_0 + 30 min	
1	B46 (B_{CEMI})	1 375	2 475	8,5/9,5	8,0	1,5
	B48 ($B_{CEMI\text{-}SR3}$)	1 300	2 422	8,0/8,5	–	2,0
	B47 ($B_{CEMI\text{-}SR5}$)	1 240	2 420	10,0/10,5	–	1,6
	B49 (B_{CEMIII})	1 335	2 451	9,0/10,0	7,2	1,2
	B50 (B_{20V})	1 420	2 439	10,5	9,5	1,5
	B51 (B_{30V})	1 430	2 467	10,0	9,0	1,4
	B52 (B_{45S})	1 340	2 387	9,0	8,0	1,0
	B53 (B_{20L})	1 350	2 397	8,0	10,0	1,5
2	B15 ($B_{CEMI\text{-}SR3'}$)	–	2 410	21,0	19,0*	1,4
	B17 ($B_{CEMIII'}$)	–	2 363	22,5	19,5*	1,8
	B18 ($B_{30V'}$)	–	2 340	21,0	19,0*	1,5
3	B1 et B0 (B_{10L})	–	2 322	21,0	–	1,3
	B38 (B_{8D})	–	2 450	20,0	–	1,5

* t_0 + 60 min

3.1.6.2. Propriétés à l'état durci

Après 90 jours de maturation, les matériaux d'étude ont été caractérisés à l'état durci et sain sur des critères mécaniques, de porosité et de diffusivité.

a) Propriétés mécaniques

À 90 jours, la résistance à la compression (R) a été mesurée selon la norme française NF EN 12390-3. Pour chaque composition, la valeur moyenne est calculée à partir de 3 mesures obtenues sur éprouvette cylindrique Ø 11 cm × H 22 cm.

Le Tableau 1.17 présente les différentes valeurs de R (moyenne et écart-type).

Tableau 1.17 – Valeurs moyennes de la résistance en compression et l'écart-type associé [MPa].

B46 (B_{CEMI})	53,3 ± 1,2	**B50 (B_{20V})**	53,3 ± 0,5	**B15 ($B_{CEMI\text{-}SR3'}$)**	47,4
B48 ($B_{CEMI\text{-}SR3}$)	45,6 ± 1,1	**B51 (B_{30V})**	52,1 ± 1,0	**B17 ($B_{CEMIII'}$)**	54,3
B47 ($B_{CEMI\text{-}SR5}$)	52,5 ± 0,8	**B52 (B_{45S})**	49,9 ± 1,2	**B18 ($B_{30V'}$)**	49,7
B49 (B_{CEMIII})	52,5 ± 0,5	**B53 (B_{20L})**	44,8 ± 0,8	**B1 / B0 (B_{10L})**	49,6 / 29,8 ± 1,9
				B38 (B_{8D})	81,0

b) Propriétés de durabilité

Porosité accessible à l'eau

Après 90 jours de maturation, la porosité accessible à l'eau (P_{eau}) est mesurée selon la norme française NF P18-459. Pour chaque composition, la porosité moyenne est calculée à partir de 3 mesures. Le Tableau 1.18 présente les différentes valeurs de P_{eau} (moyenne et écart-type).

Tableau 1.18 – Valeurs moyennes de la porosité accessible à l'eau et l'écart-type associé [%].

B46 (B_{CEMI})	13,9 ± 1,0	**B50 (B_{20V})**	14,2 ± 0,4	**B15 ($B_{CEMI-SR3^-}$)**	13,6 ± 0,6
B48 ($B_{CEMI-SR3}$)	14,2 ± 0,8	**B51 (B_{30V})**	14,4 ± 0,3	**B17 (B_{CEMIII^-})**	14,3 ± 0,3
B47 ($B_{CEMI-SR5}$)	13,7 ± 0,3	**B52 (B_{45S})**	14,5 ± 0,5	**B18 (B_{30V^-})**	14,0 ± 2,0
B49 (B_{CEMIII})	15,2 ± 0,7	**B53 (B_{20L})**	15,5 ± 0,5	**B1 / B0 (B_{10L})**	16,3 / 19,2 ± 1,1
				B38 (B_{8D})	9,9

Coefficient de migration des ions Cl^-

À l'échéance de 90 jours, le coefficient mesuré en régime non permanent (D_{rcm}) est obtenu selon la norme française XP P18-462. Pour chaque composition, le coefficient moyen est calculé à partir de 3 mesures de pénétration des Cl^- (pulvérisation de nitrate d'argent). Le Tableau 1.19 présente les différentes valeurs de D_{rcm} (moyenne et écart-type).

Tableau 1.19 – Valeurs moyennes du coefficient de migration des ions Cl^- et écart-type associé [10^{-12} m^2/s].

B46 (B_{CEMI})	11,2 ± 0,7	**B50 (B_{20V})**	8,4 ± 0,5	**B15 ($B_{CEMI-SR3^-}$)**	15,00 ± 1,00
B48 ($B_{CEMI-SR3}$)	12,8 ± 1,8	**B51 (B_{30V})**	7,3 ± 0,6	**B17 (B_{CEMIII^-})**	1,67 ± 0,99
B47 ($B_{CEMI-SR5}$)	13,4 ± 0,9	**B52 (B_{45S})**	1,4 ± 0,6	**B18 (B_{30V^-})**	2,27 ± 0,12
B49 (B_{CEMIII})	1,8 ± 0,9	**B53 (B_{20L})**	13,8 ± 0,7	**B1 / B0 (B_{10L})**	26,0
				B38 (B_{8D})	0,31

3.1.7. Résultats

3.1.7.1. Développement de l'essai accéléré par saturation ou essai « Messad »

a) Paramètres d'essais

Cette section s'intéresse aux avancées réalisées par le GT1C sur le protocole de dégradation « Messad ». Dans les études antérieures [Messad, 2009 ; Garcia et Carcassès, 2009 ; Cassagnabère et Carcassès, 2013 ; Rozière *et al.*, 2013 ; Linger *et al.*, 2014], de nombreux paramètres ont déjà été entérinés comme la concentration de la solution d'attaque, la phase de pré-saturation ou le type de mesure… Dans la présente étude, d'autres paramètres ont été testés afin d'affiner la procédure. On s'intéresse en particulier :

- à l'échantillonnage (type d'éprouvette et mode de mesure d'expansion) ;
- à l'activité de la solution d'attaque (rapport volumique et renouvellement) ;
- au maintien du pH lors de l'immersion dans la solution de dégradation ;
- au temps de l'essai en phase d'immersion pour optimiser le temps d'étude.

Échantillonnage

Pour tester l'impact de l'échantillonnage sur la réponse de l'essai accéléré, deux aspects ont été évalués :

- le mode de mesure avec une disposition de plots différente ;
- la géométrie du corps d'épreuve.

La mesure principale permettant d'évaluer la résistance à la RSE est le suivi de longueur par rétractométrie. Deux modes de mesure sont confrontés : une disposition axiale des plots type « retrait » et une disposition latérale de plots plats. Les différents dispositifs sont présentés en Figure 1.31.

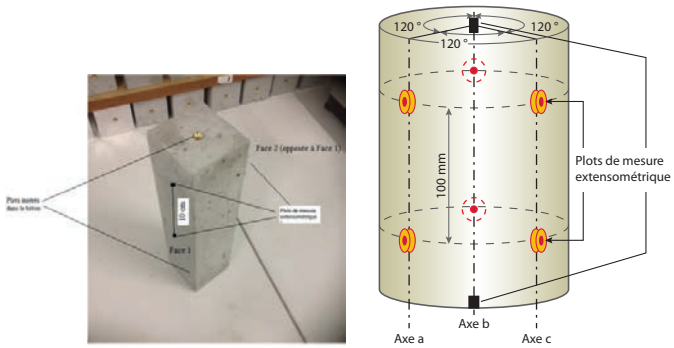


Figure 1.31 – Dispositifs de mesure d'expansion.

Les résultats de la campagne expérimentale ont montré que l'utilisation des plots plats latéraux est plus délicate à réaliser. En effet, ces plots ont eu tendance à se décoller très facilement des éprouvettes testées pour plusieurs laboratoires partenaires.

La solution à retenir pour la mesure de variation de longueur est donc le dispositif de plots axiaux en inox de type « retrait ».

Concernant la géométrie de l'échantillon, deux formes ont été expérimentées ; une forme prismatique de dimensions 7 cm × 7 cm × 28 cm (forme originelle) et une forme cylindrique de dimensions Ø 11 cm × H 22 cm. La Figure 1.32 présente les résultats de variation de longueur moyenne pour les bétons B51, B52 et B53 mesurés sur échantillons prismatiques et cylindriques.

À partir de ces deux graphes, il apparaît clairement que les valeurs recueillies sur prismes sont toujours supérieures à celles obtenues sur cylindres, que ce soit pour un matériau sensible à la RSE (B53–B_{20L}) ou des matériaux moins gonflants (B51 et B52 avec additions minérales chimiquement actives). On peut supposer que, dans les cas des corps d'épreuve cylindriques, plus volumineux, la phase de pré-saturation initiale ne soit pas suffisamment longue, générant des formations ettringitiques moins efficientes.

Il est donc recommandé d'utiliser les éprouvettes prismatiques de dimensions 7 cm × 7 cm × 28 cm.

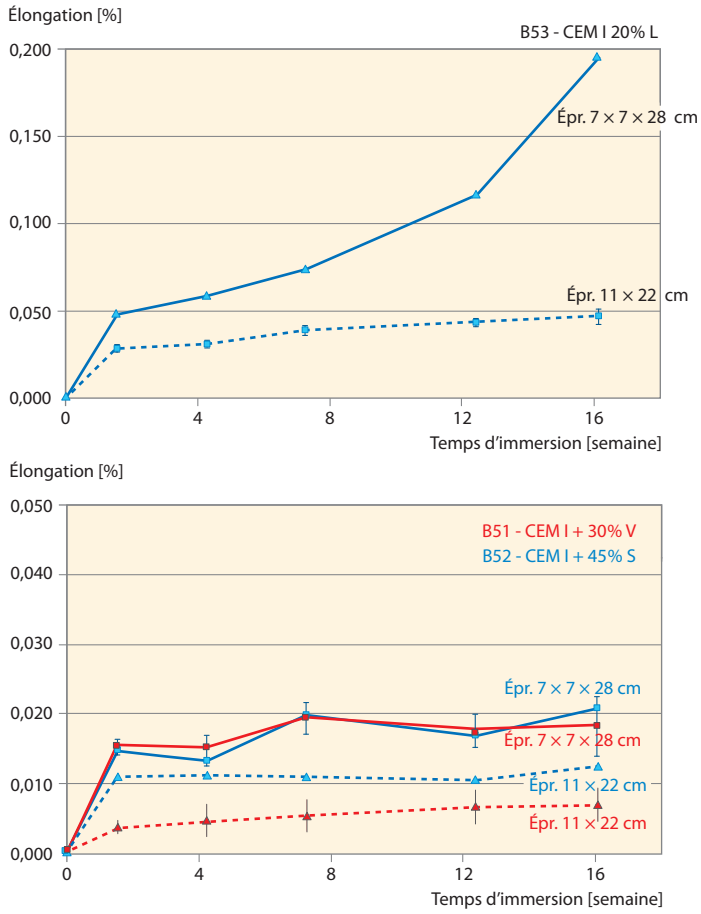


Figure 1.32 – Mesures d'expansion pour les bétons B51, B52 et B53 sur éprouvettes prismatiques et cylindriques.

Activité de la solution

Un autre paramètre du protocole à évaluer a été l'activité de la solution de Na_2SO_4. Outre la concentration en sulfate et le cation associé (dans cette étude Na^+), l'activité de la solution d'attaque peut se traduire par sa fréquence de renouvellement et par le rapport entre le volume de béton et celui de la solution ($V_{béton}/V_{solution}$). Afin d'observer l'influence de ces deux paramètres, non dissociés dans cette étude, un béton réactif à la RSE a été employé (B46 - CEM I). La Figure 1.33 présente ces résultats. La courbe noire montre les résultats obtenus à partir du protocole originel avec un renouvellement mensuel de la solution et un rapport volumique égal à 1. La courbe verte présente les résultats obtenus avec une activité plus importante se traduisant par un renouvellement tous les 15 jours et un rapport $V_{béton}/V_{solution}$ égal à 0,5.

À partir de ces résultats, il est clair que le rapport volumique (solution/matériau) et le renouvellement vont avoir un impact sur le résultat obtenu.

Il est donc préconisé d'effectuer un renouvellement mensuel de solution d'attaque tout en respectant un rapport volumique $V_{béton}/V_{solution}$ égal à 1. Ce choix est un compromis entre rapidité de la dégradation et facilité de réalisation de l'essai.

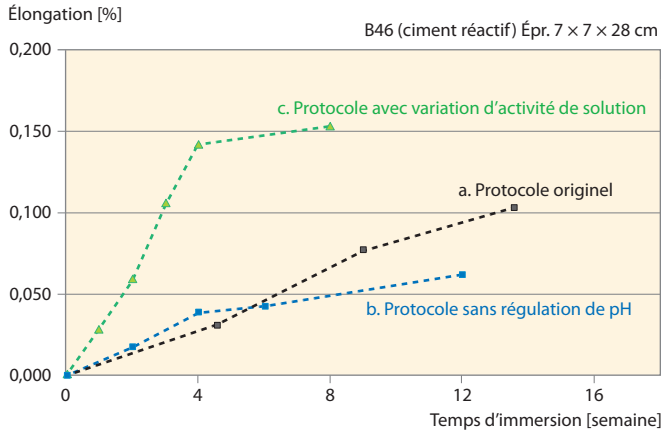


Figure 1.33 – Impact de l'activité de la solution et du maintien du pH sur l'expansion d'un béton sensible à la RSE (B46).

Maintien du pH

Le maintien du pH de la solution de sulfate de sodium est aussi une composante protocolaire relativement importante. La Figure 1.33 montre l'impact du maintien du pH sur les résultats de variation de longueur obtenus sur le béton B46 sensible à la RSE. Dans le protocole originel, le pH est maintenu à 7 (courbe noire) tandis qu'il n'est pas régulé pour la courbe bleue. Une régulation à un pH neutre a pour conséquence de favoriser le développement de l'ettringite se traduisant ainsi par un gonflement plus important.

Pour le protocole par saturation « Messad », il est donc recommandé de stabiliser à 7 le pH de la solution d'attaque avec une solution d'acide sulfurique diluée à 5 g/l.

Durée d'essai

La durée de l'essai est relativement importante afin de pouvoir qualifier un béton en prenant en compte les contraintes temporelles du chantier. Au début de la campagne expérimentale de la tranche 1, l'essai était calibré sur une durée de 16 semaines (hors préconditionnement). Certains partenaires industriels ont soulevé cette problématique organisationnelle et se sont questionnés sur une réduction de l'essai de 16 à 12 semaines. La Figure 1.34 présente les résultats dans le temps pour l'essai « Messad ». Certains essais ont été laissés volontairement jusqu'à 23 semaines d'immersion.

À partir de cette figure, on peut conclure qu'une réduction de la durée de 16 à 12 semaines d'immersion, hors préconditionnement (séchage + saturation), peut être envisagée sans changer fondamentalement les conclusions résultant de l'essai.

Cette durée de 12 semaines est donc retenue pour le protocole final.

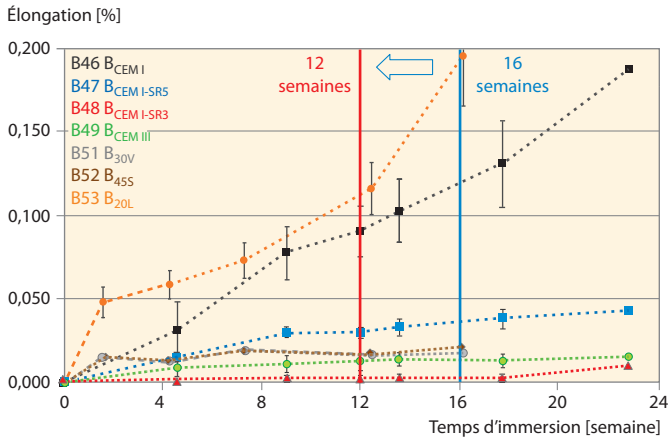


Figure 1.34 – Impact du temps d'immersion sur l'expansion des bétons.

Variation de la masse

L'évolution de la masse des éprouvettes a été suivie durant toute la phase protocolaire. Généralement, on observe deux types de tendance pour cette variation :

- **Pour les bétons réactifs à la RSE** (exemple B53–B_{20L} sur la Figure 1.35), on observe une augmentation de la masse générée par la néoformation de phases ettringitiques qui suite à la pathologie ont tendance à reboucher la porosité structurelle de la matrice avant de créer un endommagement par fissuration.
- **Pour les bétons peu sensibles à la RSE** (B50, B51 et B52 sur la Figure 1.35), une légère diminution de la masse est visible. Cette décroissance s'explique par une lixiviation des matériaux (généralement, des phases calcaires) car on rappelle que la solution d'attaque de sulfate de sodium est maintenue à pH constant (7) par ajout d'acide sulfurique.

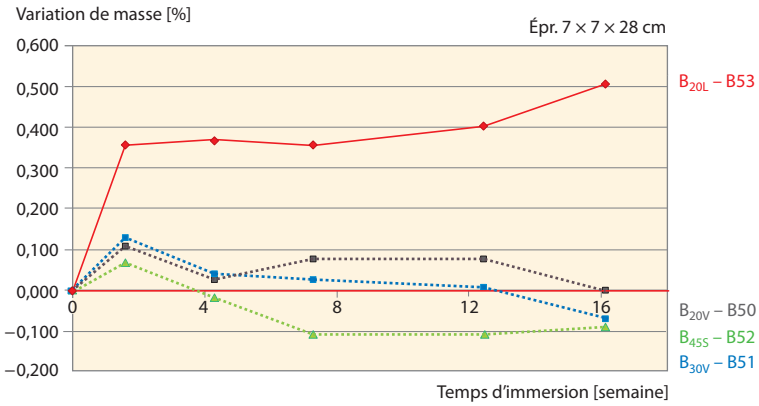


Figure 1.35 – Variation de masse des échantillons pour les bétons B50 à B53 (protocole Messad).

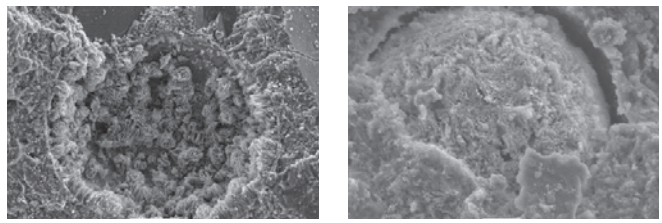
b) Vérification des phases ettringitiques formées

Afin de bien s'assurer des mécanismes pathologiques mis en jeu dans cette procédure accélérée, des investigations complémentaires ont été menées par analyse MEB. Deux matériaux ont été ciblés : un béton ayant réagi à la dégradation avec un niveau de gonflement important ($B1–B_{10L}$) et un béton contenant de la fumée de silice et n'ayant aucune expansion observable ($B38–B_{8D}$).

Les Figures 1.36 et 1.37 présentent les observations de fracture analysée en mode électrons secondaires ou de surface polie analysée en mode électrons rétrodiffusés, ainsi que les analyses chimiques élémentaires réalisées par EDS faites respectivement sur les bétons B1 et B38.

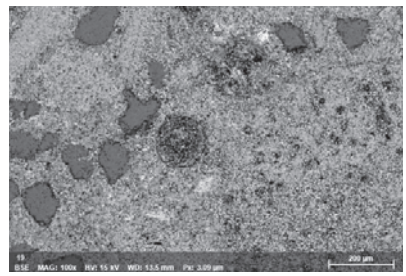
Béton B1 (B_{10L}) : matériau sensible à la RSE avec un potentiel gonflement important (ε = 0,221 % après 12 semaines d'immersion)

Image en mode SEI

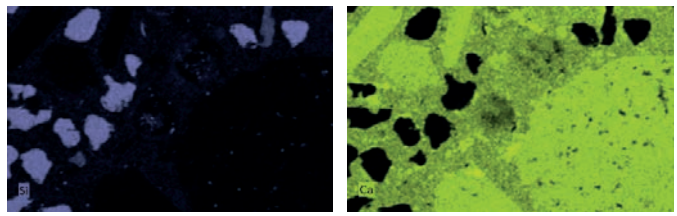


(a) × 400 (b) × 1 500

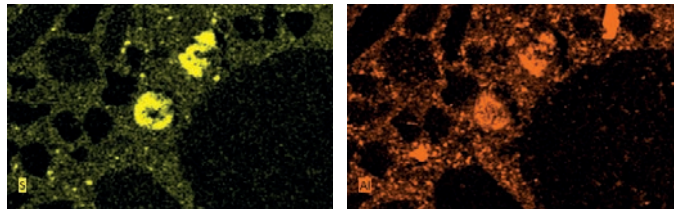
Image en mode BSE et analyses EDS



(c) Image en mode BSE (× 100)



(d) Analyse en Si (e) Analyse en Ca



(f) Analyse en S (g) Analyse en Al

Figure 1.36 – Investigations MEB et analyses EDS pour le béton B1 (B_{10L}) après 12 semaines d'immersion dans la solution de Na_2SO_4.

Les images (a) et (b) présentent des observations en mode électrons secondaires de fracture de béton B1 (B_{10L}) après dégradation (12 semaines d'immersion). Ces clichés montrent une morphologie typique d'amas d'ettringite massive couronnée d'aiguilles d'ettringite primaire dans un pore, résultant d'une RSE.

Les images suivantes, (c) à (g), présentent une analyse sur section polie pour le même béton en mode électrons rétrodiffusés avec cartographie chimique élémentaire faite par EDS. À partir des images (d) et (e), il est très facile d'identifier des granulats de type siliceux (taches violettes sur (d)) et de type calcaire (zone en vert clair sur (e)). À partir de l'analyse en aluminium, on peut identifier la matrice cimentaire (zone orange sur l'image (g)). En couplant les images (f) et (g), révélant les présences respectives de soufre et d'aluminium, on peut constater une forte présence d'ettringite massive. En premier lieu, deux grosses taches (150 µm de diamètre) attirent notre attention (grosses taches jaunes sur (f)). Il s'agit de gros nids d'ettringite qui se sont développés dans la macroporosité de la matrice. D'autre part, on peut aussi observer très distinctement des phases ettringitiques de plus petite taille (quelques dizaines de µm).

En faisant une analyse chimique ponctuelle de la zone de présence d'ettringite (Figure 1.37), on peut conclure que nous sommes bien en présence d'ettringite massive car les proportions massiques analysées entre Al, S et Ca correspondent aux proportions de la forme chimique de l'ettringite ($Ca_6Al_2(SO_4)_3(OH)_{12}\,26H_2O$) avec $CaO/Al_2O_3 = 4{,}44$, $CaO/SO_3 = 2{,}5$ et $Al_2O_3/SO_3 = 0{,}56$.

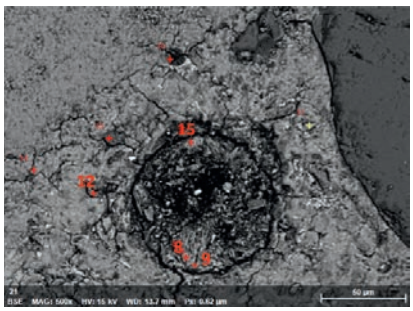


Image en mode BSE (× 500)

Teneur oxyde [% masse]	Points d'analyse			
	8	9	12	15
Na_2O	0,22	0,73	1,29	0,21
SiO_2	1,24	3,71	9,84	2,91
SO_3	29,48	28,01	17,79	27,29
CaO	54,66	51,69	56,40	56,13
Fe_2O_3	0,42	0,88	1,70	0,66
Al_2O_3	13,28	14,30	11,08	12,26
CaO/Al_2O_3	4,12	3,61	5,09	4,57
CaO/SO_3	1,85	1,84	3,17	2,07
Al_2O_3/SO_3	0,45	0,51	0,62	0,44

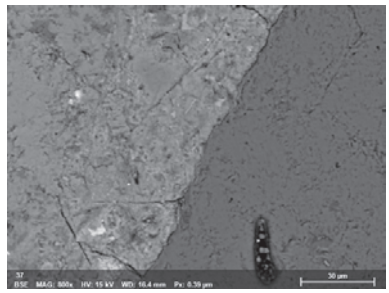
Figure 1.37 – Analyses chimiques ponctuelles dans/et proche d'une zone avec ettringite pour le béton B1.

Remarque sur le point 12 : une analyse complémentaire a été réalisée sur le point 12. Le questionnement était de savoir si la fissuration observée était due à la pression de cristallisation de l'ettringite. Au voisinage de la fissure, on retrouve bien la composition chimique de l'ettringite avec des ratios élémentaires proches des 3 ratios cités précédemment.

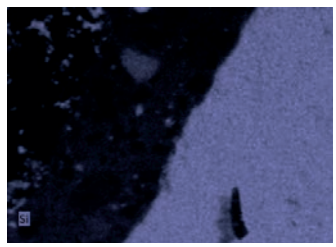
Béton B38 (B_{8D}) : matériau peu sensible à la RSE avec un potentiel gonflement très faible (ε = 0,010 % après 12 semaines d'immersion).

Sur l'image (a) de la Figure 1.38, prise en mode électrons rétrodiffusés (BSE) sur section polie, il n'apparaît pas de zone où l'on observe de l'ettringite primaire ou même massive. Afin

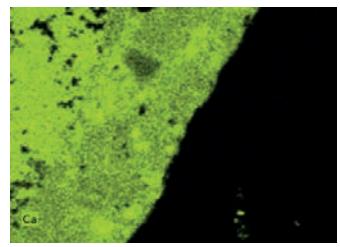
d'approfondir les investigations sur la présence d'ettringite, une analyse chimique élémentaire par cartographie EDS est présentée sur les images (b), (c), (d) et (e).



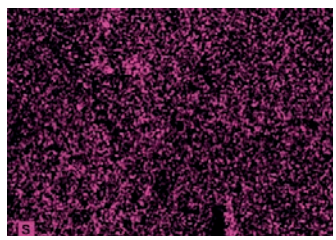
(a) Image en mode BSE (× 800)



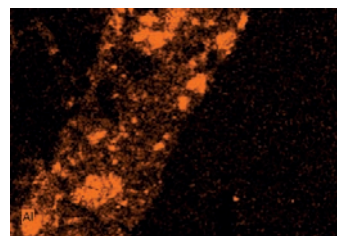
(b) Analyse en Si



(c) Analyse en Ca



(d) Analyse en S



(e) Analyse en Al

Figure 1.38 – Investigations MEB pour le béton B38 (B_{8D}) après 12 semaines d'immersion dans la solution de Na_2SO_4.

Les images (b), (c) et (e) montrent qu'une bande de pâte de ciment est enclavée entre deux inclusions granulaires (granulat siliceux en bas à droite sur (b) et granulat calcaire en haut à gauche sur (c)). À partir des images (d) et (e), on n'observe pas de zone en surconcentration en soufre dans la matrice cimentaire (bande entre les deux granulats). En effet, on voit que le soufre (image (d)) est réparti de manière homogène sur la surface sur cette carte d'analyse. On peut conclure que l'ettringite massive, produit résultant de la RSE, n'est pas présente au sein de ce béton contenant de la fumée de silice (B38–B_{8D}). L'absence de cette phase gonflante conforte les résultats d'expansion faible obtenue pour ce matériau (0,01 % à 12 semaines).

c) Pertinence des indicateurs de durabilité

Des essais complémentaires d'indicateurs mécaniques (R_c) ou de durabilité (P_{eau} et D_{rcm}) ont été proposés afin d'avoir une appréciation de l'endommagement du matériau après l'immersion prolongée dans une solution de sulfate de sodium. On rappelle que les trois essais de performance générale sont réalisés d'une part sur le matériau dit « sain » avant la phase

d'immersion et d'autre part après la phase d'immersion. Trois comportements ont été observés selon la sensibilité du matériau à la RSE :

- pour les matériaux réactifs (i.e. matériaux gonflants) : B53–B_{20L} ;
- pour les matériaux peu réactifs (i.e. matériaux non gonflants) : B48–$B_{CEMI\text{-}SR3}$;
- pour les matériaux gonflants modérément : B17–$B_{CEMIII'}$ et B49–B_{CEMIII}.

La Figure 1.39 présente les résultats de propriétés usuelles du béton à l'état durci : résistance en compression, porosité accessible à l'eau et coefficient de migration des ions chlorure. D'une part, elles sont mesurées après la phase de maturation du matériau, à 90 jours, c'est-à-dire avant l'immersion dans la solution d'attaque. D'autre part, une seconde série de mesure est réalisée après la phase d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (12 ou 16 semaines).

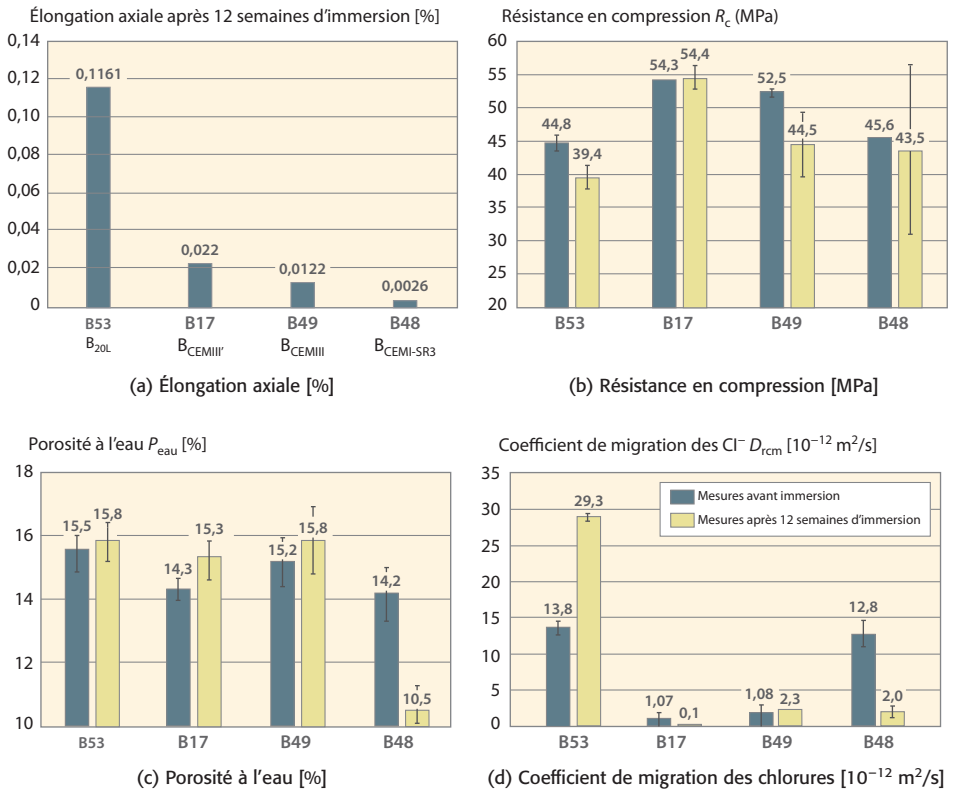


Figure 1.39 – Impact de la dégradation par RSE avec le protocole « Messad » sur les propriétés usuelles des bétons.

À partir de cette figure, on peut distinguer trois tendances selon la réactivité du matériau :

- **Pour un béton réactif** (B53–B_{20L}), on observe une dégradation des propriétés. Dans ce cas de figure, l'endommagement généré par la production d'ettringite massive conduit à une fissuration excessive, ce qui est détecté avec ces indicateurs.
- **Pour un béton pas réactif** (B48–$B_{CEMI\text{-}SR3}$), on remarque l'effet inverse avec une amélioration ou un maintien des propriétés.

- **Pour des bétons à comportement médian** (B17 et B49), il n'y a pas de tendance nette sur l'évolution de ces propriétés. On peut distinguer des améliorations comme des pertes de performances.

À partir cette analyse, il convient donc de conserver ces essais complémentaires si on désire avoir une bonne vision de l'endommagement des bétons sensibles à la RSE, c'est-à-dire générant un potentiel gonflant important.

d) Récapitulatif des paramètres d'essais

Le Tableau 1.20 présenté ci-dessous résume la totalité des paramètres de mesure fixés ainsi que les mesures.

Tableau 1.20 – Conditions d'essai pour le protocole « Messad ».

Corps d'épreuve	3 prismes 7 cm × 7 cm × 28 cm 6 cylindres Ø 11 cm × H 22 cm pour R_c 4 cylindres Ø 11 cm × H 22 cm pour P_{eau} et D_{rcm}
Saturation	48 h avec solution d'attaque
Condition d'exposition	Immersion continue
Contrôle du pH	Contrôlé à 7 (± 1) à l'acide sulfurique
Concentration de la solution d'attaque	8,9 g/l de Na_2SO_4 (6 g/l de SO_4)
Température	Contrôlée à 25 °C
Renouvellement de la solution	Toutes les 4 semaines
$V_{béton}/V_{solution}$	1,0
Durée du test	12 semaines en immersion
Mesures	Variation de longueur Variation de masse Variation d'indicateurs R_c, P_{eau}, D_{rcm}

3.1.7.2. Protocole par immersion-séchage ou essai de la « norme suisse SIA »

Le protocole décrit dans l'annexe D de la norme SIA 262/1 n'a pas fait l'objet de développement particulier en tranche 1. En effet, le mode opératoire a été repris dans sa forme originelle au texte normatif déjà en vigueur en Suisse (SIA 2013-2019). Une étude de grande ampleur sur la validité de cette méthode, pilotée par l'EMPA (Laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de recherche, en allemand Eidgenössische Materialprüfungs und Forschungsanstalt), a été réalisée dans 14 laboratoires d'essais (Autriche, Allemagne, Suisse…). Le document intitulé « Essai inter-laboratoires de résistance aux sulfates du béton selon SIA 262/1, Annexe D, rapport final » (titre original : *VAB-Ringversuch Sulfatwiderstand von Beton nach SIA 262/1, Anhang D, Schlussbericht*) montre les résultats sur 4 bétons plus ou moins réactifs à la RSE.

La Figure 1.40 présente un synopsis du protocole de l'annexe D de la norme suisse SIA 262/1 (a) ainsi que le séquençage (b) des cycles immersion/séchage, de la phase d'immersion et des échéances de mesure.

(a)

Éprouvettes (carottes) d = 28 mm, 145 mm ≤ L ≤ 150 mm

Essai	4 cycles de 7 jours (28 jours)				Évaluation
	Séchage	Refroidissement	Immersion	Immersion supplémentaire	
			Solution de sulfate de sodium à 5% (5 g sodium anhydre + 95 g d'eau)		
	50 °C, 119 h	20 °C, 1 h	48 h	56 jours	
SIA 262/1, Annexe D (ancienne)				Aucun	Allongement après 4 cycles (28 jours) Limite $\Delta l \leq 0{,}5‰$
SIA 262/1, Annexe D (nouvelle)					Allongement entre le 4e cycle et la fin de l'immersion suppl. Limite $\Delta l \leq 1{,}2‰$

La durée de l'essai est désormais de 84 jours et non plus de 28 jours.
Attention, la valeur limite n'est plus la même.

(b)

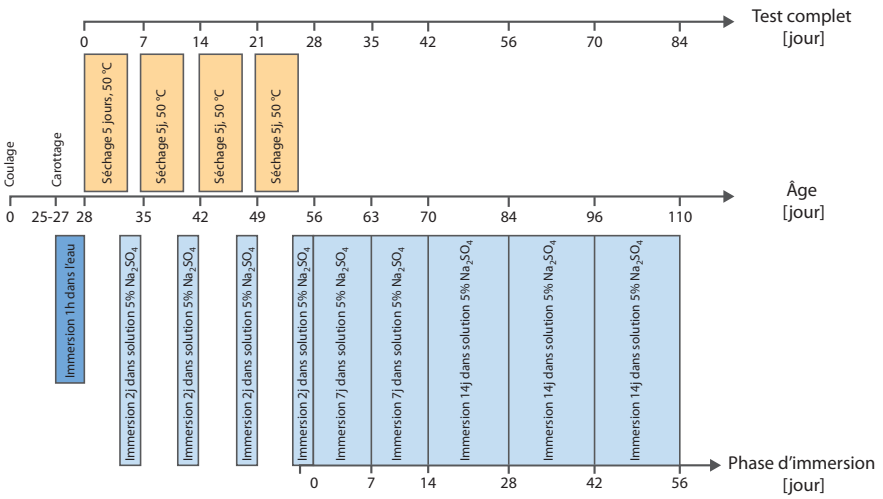


Figure 1.40 – Synopsis du protocole de la norme suisse SIA Annexe D.

3.1.8. Essais de RSE sur bétons du GT3

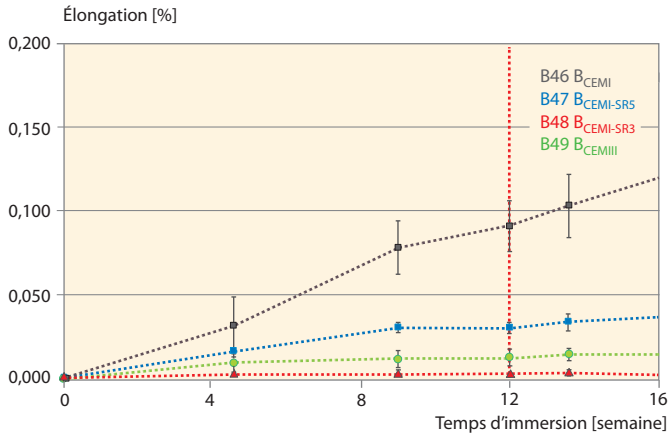
3.1.8.1. Résultats bruts d'élongation

a) Variation de longueur pour les essais par saturation « Messad »

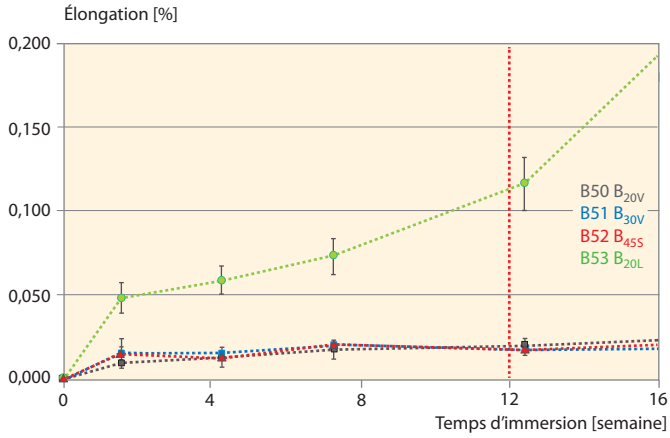
Les 3 graphes présentés dans les Figures 1.41 à 1.43 présentent les résultats d'élongations axiales obtenus avec le protocole accéléré « Messad » dont les paramètres ont été retenus en tranche 1. Les graphiques sont exposés selon les trois tranches d'étude (1, 2 et 3).

Sur la Figure 1.41, on dissocie deux séries de bétons confectionnés :

- avec des ciments uniquement (a) : B46–B_{CEMI}, B47–$B_{CEMI\text{-}SR5}$, B48–$B_{CEMI\text{-}SR3}$ et B49–B_{CEMIII} ;
- avec une matrice incorporant des additions minérales (b) chimiquement soit actives (B50–B_{20V}, B51–B_{30V}, B52–B_{45S}) soit inerte (B53–B_{20L}).



(a) Bétons avec ciments seulement



(b) Bétons avec additions minérales

Figure 1.41 – Résultats d'élongations axiales obtenues pour l'essai accéléré Messad pour les bétons en tranche 1.

La Figure 1.42 présente les résultats d'une première série de bétons du GT3A « Béton à étudier » réalisée en tranche 2. Parmi les 42 bétons, 3 formulations ont été sélectionnées. Il s'agit des bétons B15–$B_{CEMI\text{-}SR3'}$, B17–$B_{CEMIII'}$ et B18–$B_{30V'}$.

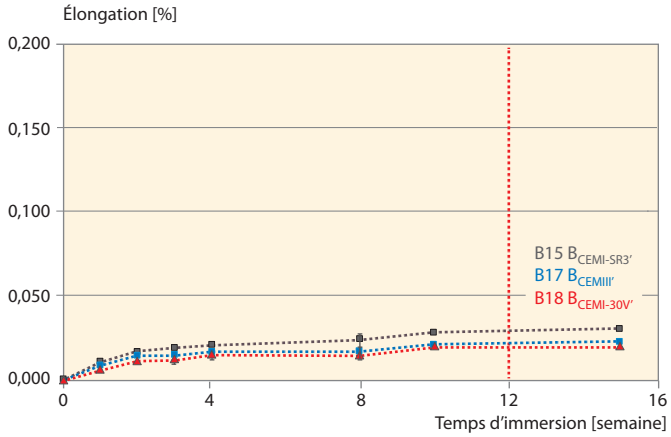


Figure 1.42 – Résultats d'élongations axiales obtenues pour l'essai accéléré « Messad » pour les bétons en tranche 2.

La Figure 1.43 présente les résultats d'une seconde série de bétons du GT3A réalisée en tranche 3. Il s'agit des bétons B15–$B_{CEMI\text{-}SR3'}$, B1–B_{10L} et B38–B_{8D}. Dans cette campagne, les bétons B1 et B38 ont été choisis en raison de leurs comportements extrêmes pressentis (B1 avec CEM I et rapport E_{eff}/C élevé (0,60) et B38 avec fumée de silice et rapport E_{eff}/C faible (0,38)).

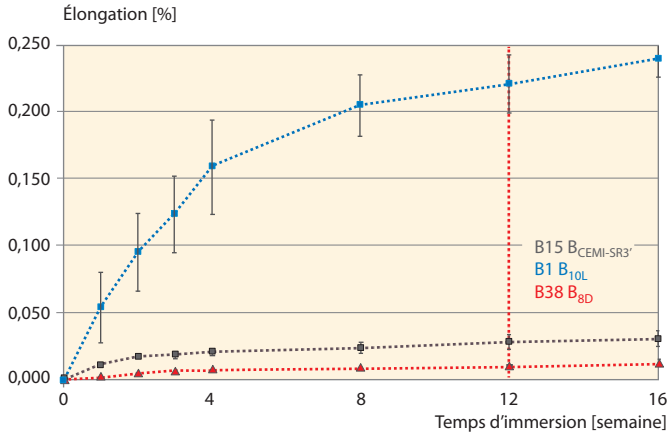


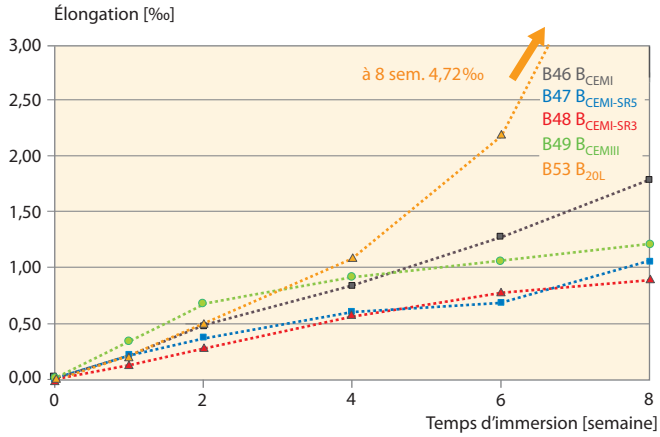
Figure 1.43 – Résultats d'élongations axiales obtenues pour l'essai accéléré Messad pour les bétons en tranche 3.

L'ensemble des résultats des 3 figures sera exploité dans le développement qui va suivre.

b) Variation de longueur pour les essais par immersion–séchage « SIA »

Les 3 graphes, des Figures 1.44 à 1.46, présentent les résultats d'élongations axiales obtenus avec le protocole accéléré SIA en tranches 1 à 3. Les graphiques sont exposés successivement selon les trois tranches d'étude (1, 2 et 3).

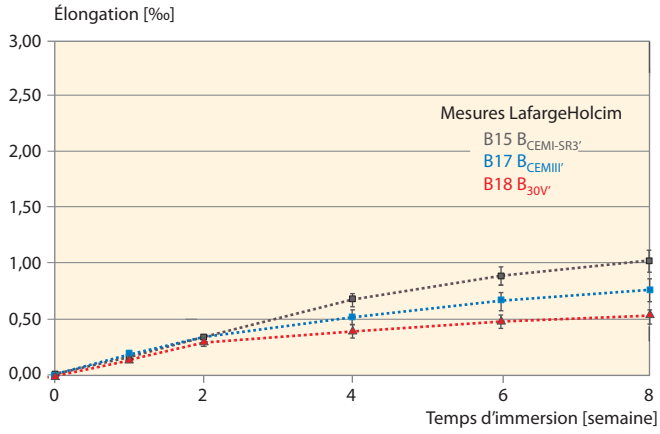
Sur la Figure 1.44, les expansions axiales durant les 8 semaines d'immersion sont exposées pour les bétons avec des ciments uniquement (B46–B_{CEMI}, B47–$B_{CEMI-SR5}$, B48–$B_{CEMI-SR3}$ et B49–B_{CEMIII}) et avec une matrice incorporant du filler calcaire (B53–B_{20L}).



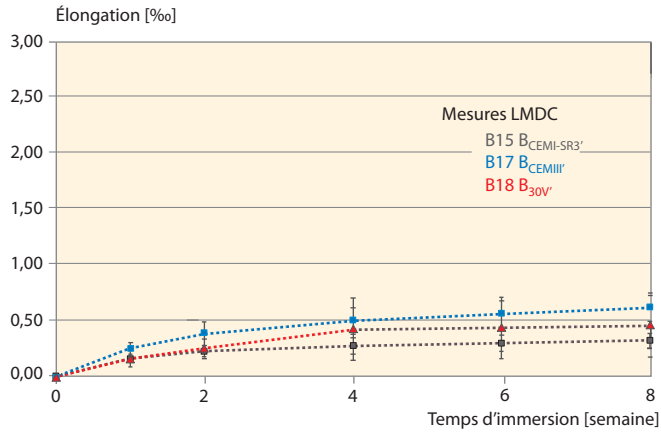
Bétons avec ciments uniquement et ciment avec filler calcaire

Figure 1.44 – Résultats d'élongations axiales obtenues pour l'essai accéléré SIA pour les bétons en tranche 1.

La Figure 1.45 présente les résultats des bétons du GT3A « Béton à étudier » testés en tranche 2. Comme précédemment, les 3 mêmes formulations, parmi les 42 bétons, ont été sélectionnés (B15–$B_{CEMI-SR3'}$, B17–$B_{CEMIII'}$ et B18–$B_{30V'}$). Les résultats exposés ont été mesurés aux laboratoires de la société LafargeHolcim (a) et au LMDC (b).



(a) Bétons testés chez LafargeHolcim



(b) Bétons testés au LMDC

Figure 1.45 – Résultats d'élongations axiales obtenues pour l'essai accéléré SIA pour les bétons en tranche 2.

La Figure 1.46 présente les résultats d'une seconde série de bétons du GT3A testée en tranche 3. Il s'agit des bétons B15–$B_{CEMI\text{-}SR3'}$, B1–B_{10L} et B38–B_{8D}.

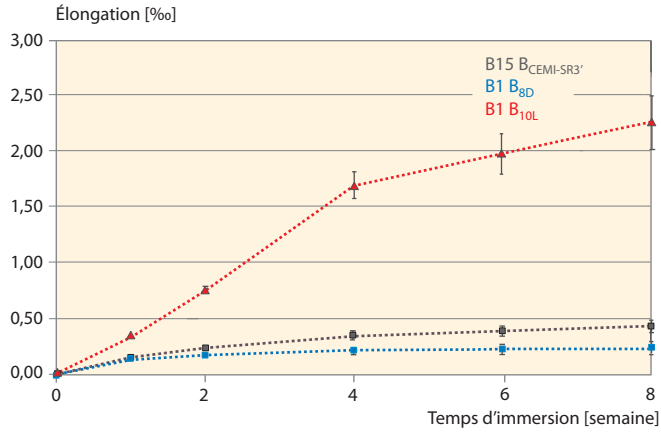


Figure 1.46 – Résultats d'élongations axiales obtenues pour l'essai accéléré SIA pour les bétons en tranche 3.

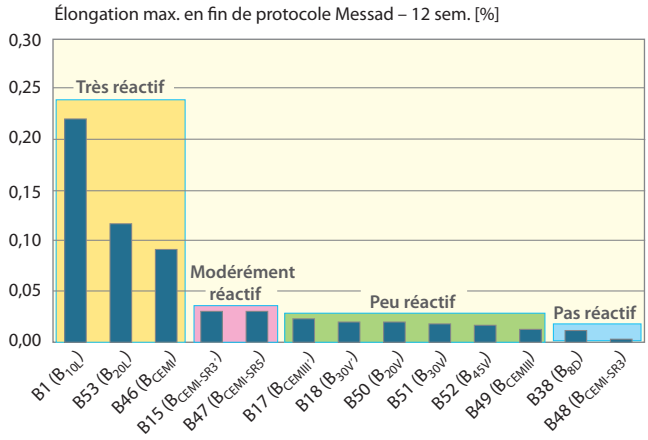
3.1.8.2. Classement des bétons à la fin du protocole

La Figure 1.47 présente les résultats d'expansion en fin de protocole pour les deux méthodes d'essai.

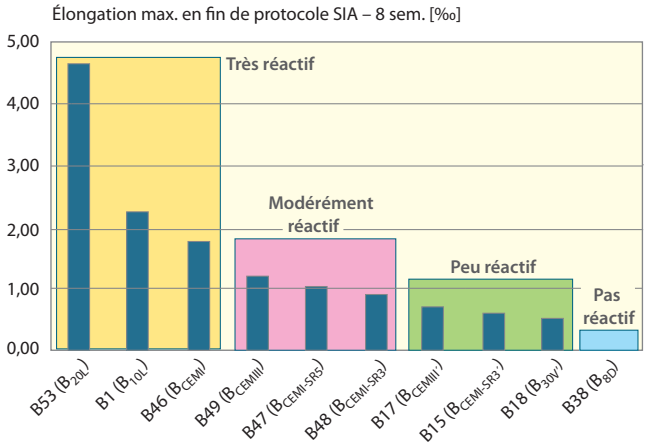
À partir de ces résultats, on distinguera 3 à 4 types de comportements :

- les matériaux ***très sensibles*** à la RSE avec des gonflements importants (B53, B1 et B46). Dans ce cas de figure, les variations dimensionnelles sont élevées quel que soit le protocole utilisé ;

- les bétons ***modérément réactifs*** à la RSE. Pour ces matériaux, une expansion existe mais elle reste modérée. Il est à noter que, selon les deux protocoles, une série de 4 bétons sont concernés (B47, B49, B48, B15) ;
- les bétons ***peu*** ou ***pas réactifs*** à l'attaque sulfatique externe. Dans ces deux dernières catégories, les élongations axiales sont faibles à très faibles (B17, B18, B38, B48, B50, B51).



(a) Essai Messad



(b) Essai SIA[1] [2]

Figure 1.47 – Histogramme de classement pour les essais accélérés « Messad » et SIA en fin de protocole.

En analysant l'ensemble de ces résultats, il est possible de générer un classement vis-à-vis de la résistance à l'attaque sulfatique. Le Tableau 1.21 compare le classement fait pour les deux méthodes d'essais.

1 Pour le béton B15, la valeur affichée est la moyenne de 3 séries distinctes (soit 15 mesures).
2 Pour les bétons B17 et B18, les valeurs utilisées sont issues de deux séries expérimentales distinctes.

Tableau 1.21 – Classement vis-à-vis de la performance à la RSE.

Protocole par saturation « Messad »										
Classement	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Bétons	B1 B_{10L}	B53 B_{20L}	B46 B_{CEMI}	B15 $B_{CEMI\text{-}SR3'}$	B47 $B_{CEMI\text{-}SR5}$	B17 $B_{CEMIII'}$	B18 $B_{30V'}$	B49 B_{CEMIII}	B38 B_{8D}	B48 $B_{CEMI\text{-}SR3}$
Protocole par immersion–séchage « SIA »										
Classement	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Bétons	B53 B_{20L}	B1 B_{10L}	B46 B_{CEMI}	B49 B_{CEMIII}	B47 $B_{CEMI\text{-}SR5}$	B48 $B_{CEMI\text{-}SR3}$	B17 $B_{CEMIII'}$	B15 $B_{CEMI\text{-}SR3'}$	B18 $B_{30V'}$	B38 B_{8D}
– résistant										+ résistant

On observe une bonne discrimination des 10 matériaux testés avec quelques petites modifications dans les classements. Il est important de noter que les bétons avec une matrice à base de ciment CEM I SR3 ou d'additions chimiquement actives (fumée de silice, cendres volantes et laitier de haut fourneau) présentent un très bon comportement, ce qui est très souvent souligné dans la littérature scientifique [Atahan et Dikme, 2011]. En revanche, pour les bétons à base de CEM I classique ou contenant du filler calcaire, la dégradation par formation d'ettringite était attendue à ce niveau de gonflement et ce comportement est aussi bien renseigné dans la littérature [Irassar, 2009].

3.1.9. Essais croisés inter-laboratoires

3.1.9.1. Essais croisés pour l'essai par saturation ou « Messad »

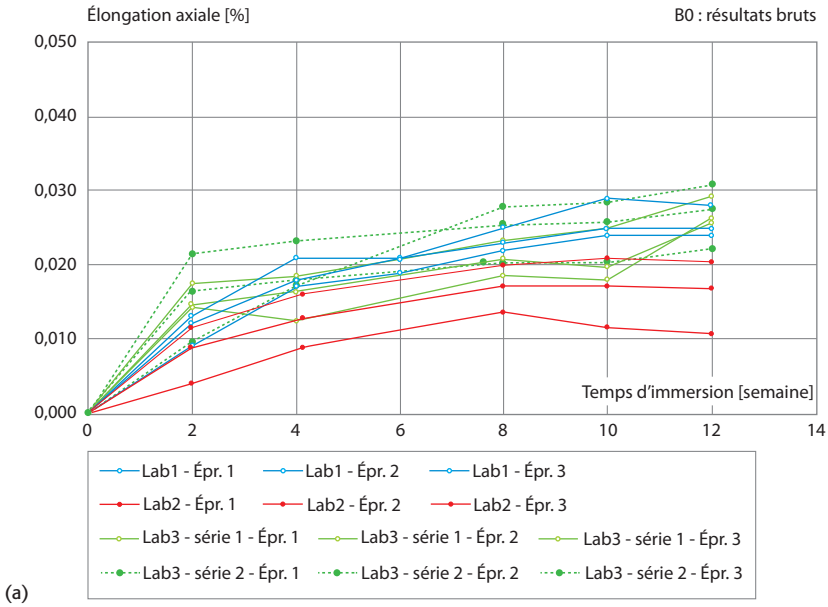
Ce paragraphe présente les résultats des tests croisés inter-laboratoires qui ont été réalisés dans le cadre de PN PerfDuB pour l'essai accéléré « Messad ». Cette campagne a été réalisée sur la base de 3 laboratoires partenaires (UGE, LafargeHolcim et LMDC) sur une série de 12 éprouvettes au total pour 2 bétons d'étude (B0 et B38). Pour des raisons de confidentialité, les résultats ont été anonymés (Lab1, Lab2 et Lab3).

Les Figures 1.48 et 1.49 montrent les résultats obtenus respectivement sur les bétons B0 et B38. Pour ces 2 figures, les courbes (a) sont les résultats bruts pour les 12 éprouvettes et les courbes (b) sont les courbes moyennes avec les écarts-types.

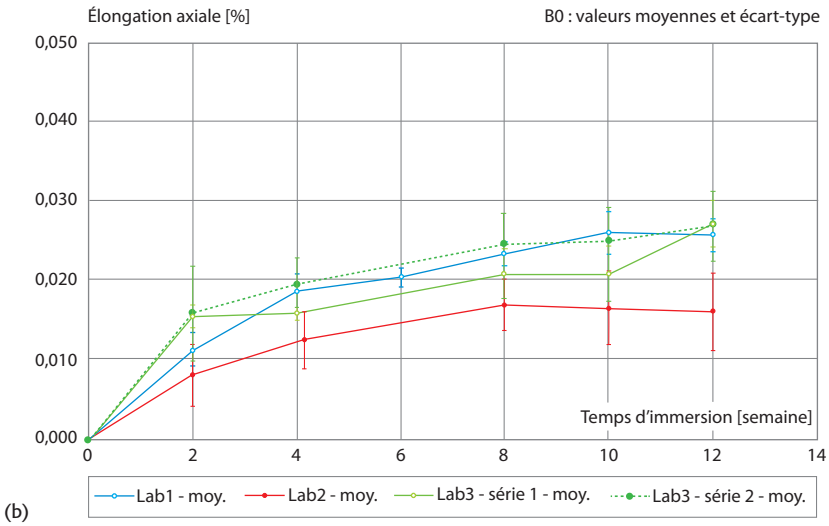
À partir des Figures 1.48 et 1.49, il est possible de dresser le Tableau 1.22.

Tableau 1.22 – Valeurs de performance pour les bétons B0 et B38 en fin de protocole (12 semaines d'immersion).

Béton	B0	B38
Nombre de valeurs	12	12
Valeurs moyennes [%]	0,024	0,014
Écart-type [%]	0,006	0,004
Valeur min. [%]	0,011	0,010
Valeur max. [%]	0,031	0,018

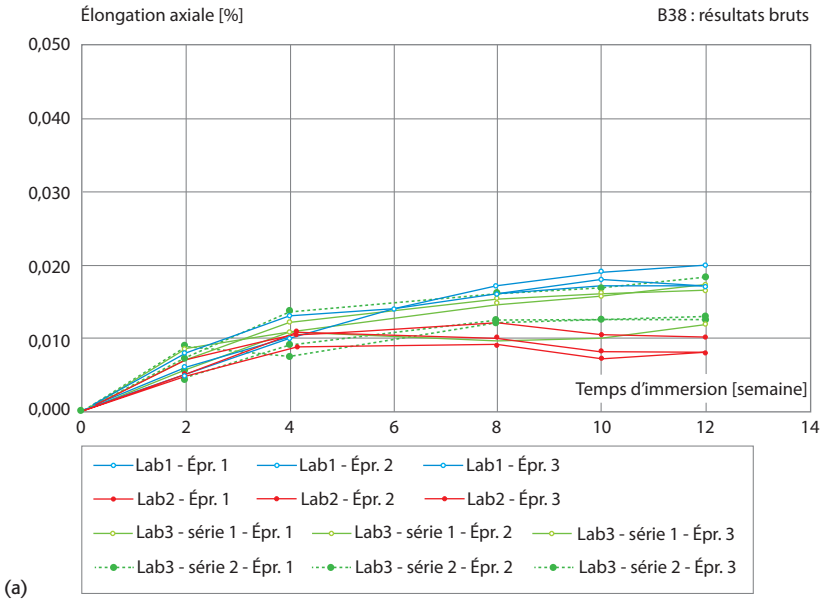


(a)

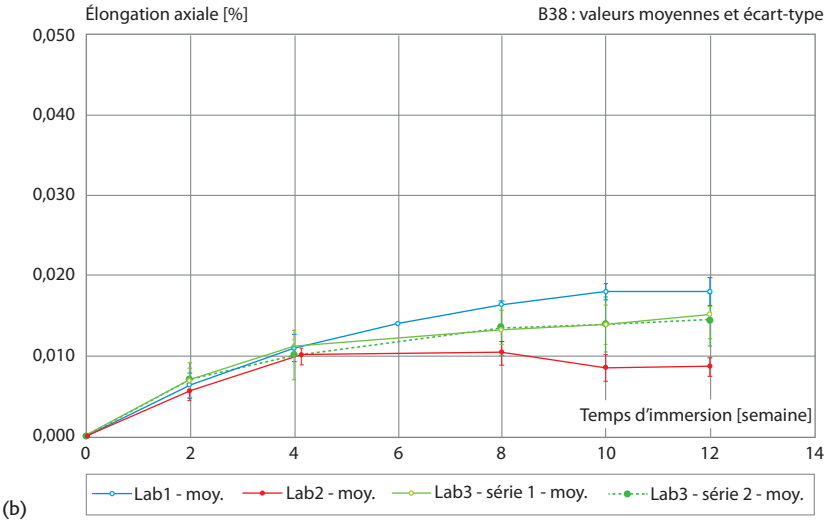


(b)

Figure 1.48 – Essais inter-laboratoires pour B0 : (a) résultats bruts ; (b) valeurs moyennes et écart-type.



(a)



(b)

Figure 1.49 – Essais inter-laboratoires pour B38 : (a) résultats bruts ; (b) valeurs moyennes et écart-type.

3.1.9.2. Fiabilité pour l'essai par immersion–séchage ou essai « SIA ».

Les données de fiabilité de la méthode d'essai SIA correspondent à :

- une répétabilité de 0,02 ‰ ;
- une reproductibilité en fonction du niveau d'expansion (Tableau 1.23).

Tableau 1.23 – Reproductibilité de la méthode selon le niveau d'expansion pour l'essai SIA.

Niveau d'expansion [‰]	Reproductibilité [‰]
0,20	0,05
0,77	0,22
1,79	0,61

Les valeurs de fiabilité, de reproductibilité et de répétabilité du test SIA se trouvent dans le rapport d'étude « Essais inter-laboratoires de résistance aux sulfates du béton selon SIA 262/1, annexe D, rapport final », en allemand [Loser et Leemann, 2007].

3.1.10. Analyses et proposition d'une méthode basée sur l'approche performantielle XA Sulfate

Cette section est dédiée à l'analyse de l'ensemble des résultats, ce qui conduira à proposer une méthodologie pour l'approche performantielle de la formulation des bétons pour les classes d'exposition XA Sulfate.

3.1.10.1. Analyses des résultats

Ce paragraphe va permettre, d'une part, d'évaluer la corrélation qui peut exister entre les résultats obtenus avec les protocoles « Messad » et « SIA » pour un même béton et, d'autre part, de proposer une méthodologie basée sur la performance du matériau selon la classe d'exposition.

a) Corrélation entre les résultats des essais « Messad » et « SIA »

La Figure 1.50 présente la corrélation entre les valeurs d'expansions mesurées avec les deux protocoles. Deux échéances de test ont été retenues :

- la mesure en fin de la procédure (famille de points noirs) avec 8 semaines pour l'essai SIA et 12 semaines pour l'essai « Messad » ;
- la mesure à la moitié du protocole (famille de points rouges) avec 4 semaines et 6 semaines pour les essais SIA et « Messad » respectivement.

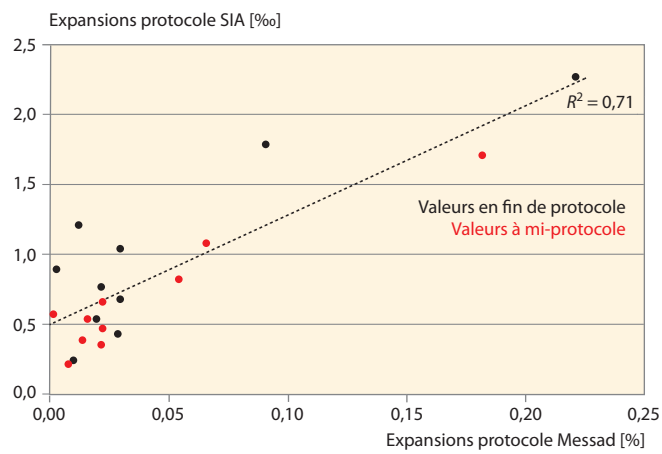


Figure 1.50 – Corrélation entre les valeurs d'expansion pour les deux protocoles.

À partir de cette figure, on observe une corrélation moyenne avec un R^2 de 0,71 entre les valeurs obtenues avec les deux protocoles. Il est à noter que le béton très réactif (B53–B_{20L}) a été supprimé de la population étudiée. Visuellement, on note que :

- un seuil de 0,012 % selon le protocole SIA correspond à une valeur d'expansion d'au moins 0,08 % selon le protocole « Messad » ;
- le seuil de 0,05 % correspondrait à une expansion de l'ordre de 0,085 % selon le protocole SIA.

La valeur seuil de 0,05 % paraît (légitimement) bien être sécuritaire avec le protocole par saturation ou « Messad » pour la classe XA3.

b) Méthodologie pour les classes XA relatives à la RSE

Il existe 3 classes XA pour évaluer la résistance d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique externe :

- XA1 - Environnement à faible agressivité chimique
- XA2 - Environnement à agressivité chimique modérée
- XA3 - Environnement à forte agressivité chimique

c) Protocole par saturation ou essai « Messad »

Afin de mettre en place une approche performantielle de la formulation des bétons pour les classes d'exposition XA Sulfate, deux méthodes sont possibles :

- la méthode globale utilisant un seuil de performance ;
- l'approche comparative utilisant un béton de référence conforme aux prescriptions normative.

Avec la procédure accélérée « Messad », on qualifiera un béton à partir de la méthode globale uniquement pour la classe XA3. Pour faire émerger ce seuil, on travaille à l'aide de deux séries de bétons choisis selon leur conformité à la classe d'exposition chimique (attaque sulfatique) XA3 :

- la première série est constituée de bétons conformes aux prescriptions de la classe XA3. Il s'agit des matériaux B47 ($B_{CEMI\text{-}SR5}$), B48 ($B_{CEMI\text{-}SR3}$), B49 (B_{CEMIII}), et B50 (B_{20V}) ;
- la seconde se compose de matériaux dérogeant aux prescriptions sur la nature du liant. Il s'agit des bétons B1 (B_{10L}), B46 (B_{CEMI}) et B53 (B_{20L}).

La Figure 1.51 présente les résultats de variations dimensionnelles axiales pour les 7 bétons.

À partir de cette figure, un seuil de performance de 0,05 % d'élongation après 12 semaines d'immersion dans la solution d'attaque peut être proposé pour la classe d'exposition XA3 Sulfate. Il est important de noter qu'une valeur individuelle de 0,07 % ne pourra pas être dépassée pour l'une des 3 éprouvettes testées.

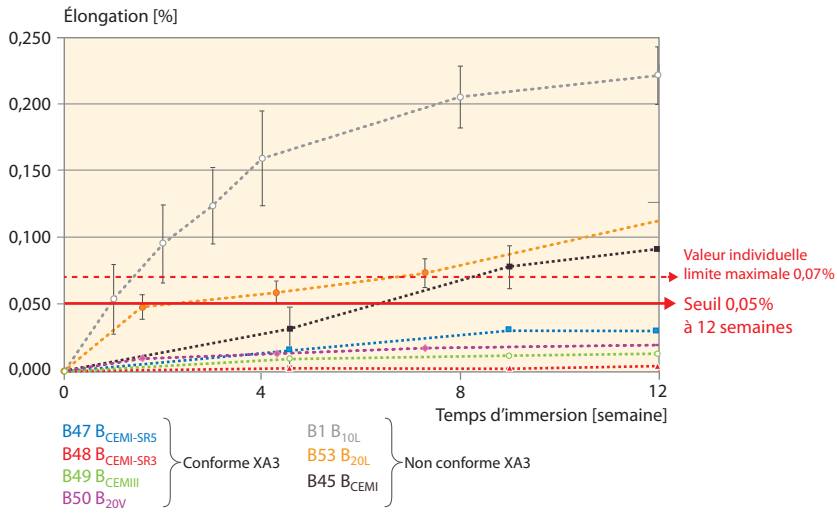


Figure 1.51 – Détection du seuil de performance pour la classe d'exposition XA3 Sulfate.

d) Protocole par immersion–séchage ou essai « SIA »

Pour la méthode « SIA » utilisée dans la normalisation suisse, le texte normatif donne déjà un seuil de performance estimé à 1,20 ‰ après une phase de protocole complète (4 semaines d'immersion–séchage + 8 semaines d'immersion totale). Dans l'approche performantielle française mise en place, ce seuil est conservé pour la classe d'exposition la plus sévère XA3. Pour les deux autres classes, l'approche comparative avec un béton de référence est retenue.

3.1.10.2. Méthodologie de l'approche performantielle sur les classes XA Sulfate

Par rapport au développement fait précédemment, il ressort de l'étude du GT1C-RSE que les deux protocoles accélérés proposés peuvent être retenus pour caractériser un béton vis-à-vis de sa résistance à la réaction sulfatique externe. Les essais par saturation ou « Messad » (option 1) et par immersion–séchage ou « SIA » (option 2) ont été retenus pour cette phase de normalisation.

Dans cette méthodologie, pour évaluer une formulation de béton vis-à-vis d'une attaque sulfatique externe (RSE), on peut décomposer en deux cas de figure :

- **Cas général** avec les critères de composition conformes (L_{eq} et E_{eff}/L_{eq}) avec liant non conforme au fascicule FD P18-011.
- **Cas particulier** avec les critères de composition non conformes (L_{eq}, E_{eff}/L_{eq} et granulats non conformes par rapport à l'absorption) avec liant conforme au fascicule FD P18-011.

Il est important de noter que le squelette granulaire des deux bétons à comparer doit être équivalent en dosage et nature minéralogique.

a) Cas général

Le Tableau 1.24 présente les critères de qualification performantielle pour les classes d'attaque chimique XA Sulfate pour une DUP 50/100 ans **dans le cas général**. On rappelle que la non-conformité correspond au cas où le liant est non conforme au fascicule FD P18-011.

Dans le cas général et pour les classes XA1 et XA2 Sulfate, l'approche performantielle basée sur les deux essais accélérés de RSE par méthode comparative à un béton de référence est retenue. Il est possible de choisir l'un des deux essais (option 1 ou 2) pour réaliser cette comparaison. Les bétons de référence doivent être :

- conformes aux prescriptions de la norme NF EN 206/CN ou du Fascicule 65 ;
- avec un rapport E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 ;
- avec l'utilisation d'un ciment CEM I PM pour la classe XA1 et d'un ciment CEM I SR3 pour la classe XA2.

Dans le cas général et pour la classe XA3 Sulfate, l'approche performantielle basée sur les deux essais accélérés de RSE par méthode globale avec seuil de performance est retenue. Selon l'option choisie (un des deux essais), la variation dimensionnelle axiale du béton à qualifier ne devra pas dépasser les valeurs seuils consignées dans le Tableau 1.24 après la phase d'immersion dans la solution de sulfate de sodium.

Tableau 1.24 – Classes XA Sulfate : critères de qualification performantielle pour une DUP 50/100 ans dans le cas général.

Classe d'exposition	Approche générale (valeurs limites)		Béton de référence
	Option 1 Essai par saturation (essai Messad)	Option 2 Essai par immersion–séchage (essai SIA)	
XA1	≤ Béton de référence	≤ Béton de référence	Conforme NF EN 206/CN ou F65 + E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 Ciment : CEM I PM
XA2	≤ Béton de référence	≤ Béton de référence	Conforme NF EN 206/CN ou F65 + E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 Ciment : Ciment CEM I SR3
XA3	0,05 % à 12 semaines (0,07 % max sur valeurs individuelles)	0,12 % à 8 semaines d'immersion totale	

b) Cas particulier

Le Tableau 1.25 présente les critères de qualification performantielle pour les classes d'attaque chimique XA Sulfate pour une DUP 50/100 ans dans le cas particulier. Il faut rappeler que le cas particulier représente un cas où les critères de composition sont non conformes (L_{eq} et E_{eff}/L_{eq}, granulat non conforme sur absorption d'eau) mais avec un liant conforme au fascicule FD P18-011.

Dans ce cas particulier et quelle que soit la classe d'exposition sulfate, l'approche performantielle basée sur l'essai de migration des ions chlorure (D_{rcm90j}) par une méthode comparative à un béton de référence est retenue. Les bétons de référence doivent être :

- conformes aux prescriptions de la norme NF EN 206/CN ou du Fascicule 65 ;
- avec un rapport E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 ;
- avec l'utilisation d'un ciment CEM I PM pour la classe XA1, d'un ciment CEM I SR3 pour les classes XA2 et XA3.

Tableau 1.25 – Classes XA Sulfate : critères de qualification performantielle pour une DUP 50/100 ans dans le cas particulier.

Classe d'exposition	Approche comparative	
	D_{rcm90j}	Béton de référence
XA1	≤ Béton de référence	Conforme NF EN 206/CN ou F65 + E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 Ciment : Ciment CEM I PM
XA2	≤ Béton de référence	Conforme NF EN 206/CN ou F65 + E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 Ciment : Ciment CEM I SR3
XA3	≤ Béton de référence	Conforme NF EN 206/CN ou F65 + E_{eff}/L_{eq} abaissé de 0,05 Ciment : Ciment CEM I SR3

3.1.11. Conclusions

Cette étude « Réaction sulfatique externe » effectuée dans le cadre du Projet National PerfDuB s'inscrit dans une étude plus globale visant à développer des essais accélérés de vieillissement (RSE, lixiviation et biodégradation). À partir des discussions au sein du GT1C « Attaques chimiques externes », deux protocoles d'essai ont été proposés et validés par le Comité scientifique et technique :

- le perfectionnement de l'essai RSE par saturation proposé initialement par Messad (2009) ;
- l'essai RSE alternatif par immersion–séchage selon l'annexe D de la norme suisse SIA 262 (2013-2019).

Cette synthèse s'inscrit dans une étude commune multi partenariale : Armines Alès et Douai, IFSTTAR puis Université Gustave-Eiffel Champs-sur-Marne, GeM Nantes, LafargeHolcim Saint-Quentin-Fallavier, LGCGM Rennes, LMDC Toulouse.

Les travaux de la tranche 1 ont permis d'affiner les paramètres d'essais (tailles des échantillons, maintien du pH, durée de l'essai, activité de la solution…).

Les tranches 2 et 3 ont permis de tester une série de matériaux développés dans le cadre du GT3A « Béton à étudier ». Cette campagne expérimentale a permis d'élargir l'éventail des bétons testés. La phase d'essais croisés inter-laboratoires est en cours de réalisation, ce qui permettra de compléter la méthodologie avec des données plus complètes de fidélité.

La tranche 4 s'est intéressée à l'analyse globale de résultats et à la contractualisation d'une méthode basée sur la performance pour les classes XA Sulfate.

- Pour la classe XA3, un critère de seuil a été établi pour les deux modes opératoires validés.
- Pour les classes XA1 et XA2, la méthode comparative avec un béton de référence sera privilégiée.

3.2. Lixiviation (GT1C)

3.2.1. Introduction

La mise au point d'un essai de lixiviation permet de disposer d'un outil pour évaluer la performance d'un béton vis-à-vis d'attaques chimiques associées à la présence d'acides à sels de calcium solubles ou d'eaux faiblement minéralisées telles que définies dans la norme NF EN 206/CN et dans le fascicule de documentation FD P18-011.

Les travaux synthétisés dans ce rapport sont ceux qui ont été réalisés sur le thème de la lixiviation dans le groupe de travail GT1C du PN PerfDuB.

Les travaux ont été réalisés successivement en trois étapes : la tranche 1, puis la tranche 2, puis la tranche 4 (pas de travaux en tranche 3). Les différents rapports d'essai sont disponibles sur la plateforme documentaire du projet.

Les travaux présentés dans ce rapport complètent ceux déjà réalisés dans le cadre normatif français du groupe de travail « Lixiviation » du groupe d'experts français GEF 8. À la fin du PN PerfDuB, ce même GEF 8 a repris ses travaux de normalisation et a préparé un projet de norme pour envoi à l'enquête.

3.2.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à immerger un corps d'épreuve en béton dans une solution chimiquement agressive, à suivre la lixiviation du calcium dans le temps et à évaluer sa dégradation en fin d'essai.

Le corps d'épreuve en béton est immergé dans une solution d'eau déminéralisée et d'acide nitrique. Le pH de la solution dépend de la classe d'exposition retenue :

- pH = 5,5 ± 0,1 pour la classe XA1 ;
- pH = 4,5 ± 0,1 pour la classe XA2 ;
- pH = 4,0 ± 0,1 pour la classe XA3.

Deux méthodes de lixiviation à pH constant sont proposées :

- l'une avec renouvellements périodiques de la solution acide (méthode aussi appelée « lixiviation à pH constant ») ;
- l'autre avec renouvellement en continu de la solution acide (méthode aussi appelée « *Leachcrete* »).

L'épaisseur dégradée est mesurée à partir de la quantité de calcium lixiviée (passée en solution). Le résultat de l'essai est l'indicateur I_{Ca}, il correspond au rapport du calcium lixivié sur le calcium total initialement présent dans le béton.

Les modes opératoires détaillés sont donnés sur la plateforme documentaire du projet.

Les figures suivantes illustrent les deux variantes de l'essai.

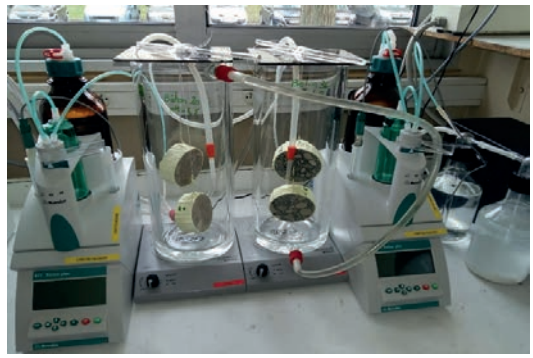


Figure 1.52 – Photo du montage de l'essai de lixiviation à renouvellements périodiques.

Figure 1.53 – Photo du montage de l'essai de lixiviation à renouvellement continu.

3.2.3. Tranche 1 – Perfectionnement des protocoles d'essai

Les travaux menés au cours de la tranche 1 avaient pour objectif de perfectionner les modes opératoires préexistants puis de vérifier que ces modes opératoires améliorés soient bien discriminants sur bétons à base de granulats silico-calcaires en condition XA1 (condition d'attaque la plus modérée).

Pour le cas du mode opératoire à renouvellements périodiques, la surface de béton exposée a été doublée et deux paramètres d'étude ont été testés (réduction du pH d'une demi-unité et augmentation de la température d'essai de 10 °C). Six laboratoires ont participé aux essais de la tranche 1.

Pour le mode opératoire à renouvellement continu, deux laboratoires ont participé aux essais.

3.2.3.1. Résultats

Le Tableau 1.26 présente les bétons B44 et B45 testés au cours de la tranche 1. Lors du lancement des essais de lixiviation, le béton B44 est âgé d'au moins 28 jours et le béton B45 est âgé d'au moins 90 jours.

Le Tableau 1.27 présente les résultats de lixiviation obtenus.

Tableau 1.26 – Bétons testés lors de la tranche 1.

	B44	B45
Éléments de composition du béton		
Nature du ciment	CEM I	CEM V
Dosage en ciment [kg/m³]	330	330
Nature des granulats	Silico-calcaire	Silico-calcaire
Eau efficace/ciment	0,55	0,55
Caractéristiques du béton		
Résistance compression à 28 j [MPa]	39,0	46,4
Résistance compression à 90 j [MPa]	–	60,8
Porosité selon NF P18-459 [%]	17,1	18,6
Masse volumique selon NF P18-459 [kg/m³]	2 150	2 150
Teneur massique en calcium Ca [%]	31,7	30,9
Calcium initial [g/m³]	681 550	664 350

Tableau 1.27 – Résultats de lixiviation de la tranche 1.

		B44	B45
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 5,5 T = 20 °C			
Labo 1.1	**I_{Ca} 28 jours [mm]**	0,15	0,07
	I_{Ca} 60 jours [mm]	0,22	0,11
	I_{Ca} 120 jours [mm]	0,33	0,18
	EPDpH 120 jours [mm]	0,62	0,71
	Volume d'acide 120 jours [ml]	778	463
Labo 1.2	**I_{Ca} 28 jours [mm]**	0,14	0,08
	I_{Ca} 60 jours [mm]	0,22	0,12
	I_{Ca} 120 jours [mm]	0,35	0,21
	EPDpH 120 jours [mm]	0,76	0,69
	Volume d'acide 120 jours [ml]	861	502
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 5,0 T = 20 °C			
Labo 1.3	**I_{Ca} 28 jours [mm]**	0,11	0,08
	I_{Ca} 60 jours [mm]	0,20	0,14
	I_{Ca} 120 jours [mm]	0,32	0,22
	EPDpH 120 jours [mm]	1,20	0,77
	Volume d'acide 120 jours [ml]	646	403

Labo 1.4	I_{Ca} 28 jours [mm]	0,15	0,08
	I_{Ca} 60 jours [mm]	0,23	0,14
	I_{Ca} 120 jours [mm]	0,35	0,23
	EPDpH 120 jours [mm]	1,21	0,86
	Volume d'acide 120 jours [ml]	1 078	766
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 5,5 T = 30 °C			
Labo 1.5	I_{Ca} 28 jours [mm]	0,20	0,12
	I_{Ca} 60 jours [mm]	0,35	0,20
	I_{Ca} 120 jours [mm]	0,53	0,32
	EPDpH 120 jours [mm]	1,00	0,97
	Volume d'acide 120 jours [ml]	1 125	652
Labo 1.6	I_{Ca} 28 jours [mm]	0,18	0,11
	I_{Ca} 60 jours [mm]	0,30	0,14
	I_{Ca} 120 jours [mm]	0,40	0,25
	EPDpH 120 jours [mm]	1,63	1,06
	Volume d'acide 120 jours [ml]	872	594
Lixiviation renouvellement continu pH = 5,0 T = 40 °C			
Labo 1.7	Calcium lixivié à 32 jours [g/m²]	155,7	143,3
	Flux Ca lixivié à 32 jours [g/m²/h^{0,5}]	6,4	5,1
	I_{Ca} 32 jours [mm]	0,23	0,22
	Épaisseur dégradée MEB à 32 jours [µm]	1 000	500
Labo 1.8	Calcium lixivié à 36 jours [g/m²]	147,9	108,1
	Flux Ca lixivié à 36 jours [g/m²/h^{0,5}]	6,3	4,4
	I_{Ca} 36 jours [mm]	0,22	0,16
	Épaisseur dégradée MEB à 36 jours [µm]	1 000	600

3.2.3.2. Conclusions de la tranche 1

a) Méthode de lixiviation à renouvellements périodiques

Les essais ont consisté en une étude paramétrique visant à accélérer l'essai de lixiviation et le rendre encore plus précis et discriminant, en particulier pour les bétons XA1 avec granulats calcaires. Six laboratoires ont participé aux essais qui ont permis de tester deux bétons (l'un à base de ciment CEM I, l'autre à base de ciment CEM V) et 3 variantes de l'essai.

Les principales conclusions ont été les suivantes :

- l'indicateur I_{Ca} (à 60 jours et à 120 jours), basé sur les dosages en calcium lixivié, est fiable et discriminant ;
- la recherche du meilleur compromis pour un essai à la fois représentatif, fiable, discriminant et accéléré, conduit à retenir l'essai de lixiviation à pH constant d'une durée de 60 jours pratiqué à une température de 30 °C avec l'indicateur I_{Ca}.

b) Méthode de lixiviation à renouvellement continu

L'essai à renouvellement continu est un essai accéléré discriminant et reproductible.

À ce stade, il est important de noter que l'essai de lixiviation doit être un essai comparatif entre bétons de granulats de même qualité et de squelette granulaire identique.

3.2.4. Tranche 2 – Essais sur bétons du GT3

Les travaux de la tranche 2 ont consisté à réaliser les essais de lixiviation sur des bétons à base de granulats calcaires du GT3 : un béton est testé pour une classe d'exposition XA2 et deux bétons pour une classe XA3. Pour le cas du mode opératoire à renouvellements périodiques, six laboratoires ont participé aux essais. Des données de fidélité de l'essai ont pu être établies. Pour le mode opératoire à renouvellement continu, un laboratoire a participé aux essais.

3.2.4.1. Résultats

Le Tableau 1.28 présente les bétons B20, B36 et B37 testés au cours de la tranche 2. Les bétons étaient âgés de 90 jours minimum au lancement des essais.

Tableau 1.28 – Bétons testés lors de la tranche 2.

	B20	B36	B37
Éléments de composition du béton			
Nature du ciment	CEM II/A-S	CEM V/A	CEM V/A
Dosage en ciment [kg/m³]	350	370	370
Nature des granulats	Calcaire G4 (WA24 = 4 %)	Calcaire G4 (WA24 = 4 %)	Calcaire G3 (WA24 = 0,5 %)
Eau efficace/ciment	0,50	0,45	0,45
Caractéristiques du béton			
Résistance compression à 28 j [MPa]	58,8	49,2	55,8
Résistance compression à 90 j [MPa]	67,6	55,2	72,4
Masse volumique selon NF P18-459 [kg/m³]	2 170	2 140	2 330
Teneur massique en calcium Ca [%]	35,5	33,6	34,6

Le Tableau 1.29 présente les résultats de lixiviation obtenus sur le béton B20.

Pour l'essai de lixiviation à renouvellements périodiques, des données de fidélité ont pu être établies : l'écart-type en condition de reproductibilité (inter-labo) a été évalué à 0,09 mm, soit un coefficient de variation de 23 %. On notera qu'au cours d'une campagne d'essais antérieure du GEF 8 des données de fidélité en condition de répétabilité (intra-labo) avaient pu être déterminées : écart-type de 0,05 mm et coefficient de variation de 11 %.

Dans le cas des bétons à base de granulats attaquables à l'acide (calcaires), on notera que l'évolution du calcium lixivié (et donc de l'indicateur I_{Ca}) en fonction de la racine carrée du temps n'est pas tout à fait linéaire donc que la cinétique n'est pas tout à fait diffusionnelle (Figure 1.54). La cinétique est la résultante d'une composante de diffusion (pâte cimentaire)

et de dissolution (granulats calcaires). Il a été observé que les gravillons calcaires étaient légèrement creusés en fin d'essai comparativement au niveau de la matrice cimentaire. Les mêmes tendances sont observées pour les deux autres bétons.

Tableau 1.29 – Résultats obtenus sur le béton B20.

		B20
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 4,5 T = 30 °C		
Labo 2.1	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	0,53
Labo 2.2		0,37
Labo 2.3		0,35
Labo 2.4		0,42
Labo 2.5		0,31
Labo 2.6		0,54
Moyenne		0,42
Écart-type		0,09
Coef. de variation		23 %
Lixiviation renouvellement continu pH = 4,5 T = 40 °C		
Labo 2.7	**Calcium lixivié à 44 jours [g/m²]**	220
	I_{Ca} 44 jours [mm]	0,29
	Épaisseur dégradée MEB 44 jours [µm]	750
	I_{Ca} extrapolé à 60 jours [mm]	0,34

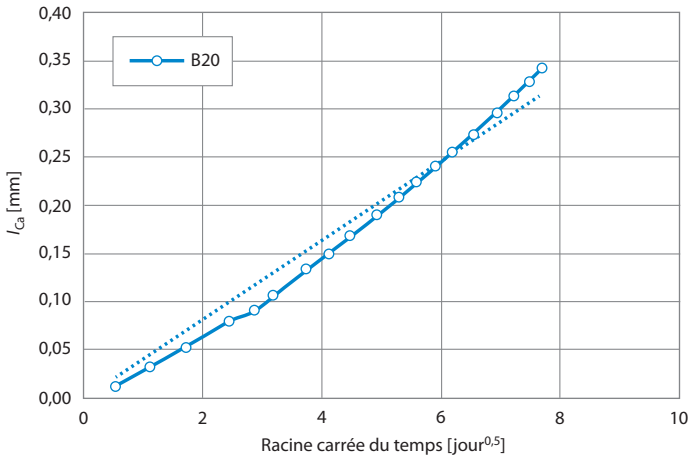


Figure 1.54 – Évolution de l'indice I_{Ca} en fonction de la racine carrée du temps.

Le Tableau 1.30 présente les résultats de lixiviation obtenus sur les bétons B36 et B37.

Tableau 1.30 – Résultats obtenus sur les bétons B36 et B37.

		B36	B37
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 4,0 T = 30 °C			
Labo 2.1	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	–	0,65
Labo 2.2		0,43	–
Labo 2.3		0,45	–
Labo 2.4		–	0,35
Labo 2.5		–	0,41
Labo 2.6		0,55	–
Moyenne		0,47	0,47
Lixiviation renouvellement continu pH = 4,0 T = 40 °C			
Labo 2.7	**Calcium lixivié à 46 jours [g/m²]**	189	–
	I_{Ca} 46 jours [mm]	0,26	–
	Épaisseur dégradée MEB 46 jours [µm]	470	–
	I_{Ca} extrapolé à 60 jours [mm]	0,31	–

Bien qu'aucun labo n'ait testé les deux bétons simultanément, on peut constater que les performances mesurées des deux bétons sont très proches.

3.2.4.2. Conclusions de la tranche 2

Les travaux de la tranche 2 ont consisté à mettre en œuvre, sur plusieurs bétons à base de granulats calcaires, les modes opératoires d'essai définis précédemment dans la tranche 1. Les résultats des deux modes opératoires sont comparables dans ces conditions.

Ainsi, il a été possible de montrer que l'essai, lorsqu'il est utilisé dans une démarche comparative, permet d'évaluer la performance de bétons de classes d'exposition XA1, XA2, XA3. De plus, des données de fidélité de l'essai ont pu être déterminées.

3.2.5. Tranche 4 – Harmonisation des 2 protocoles

Les travaux de la tranche 4 ont consisté à réaliser les essais de lixiviation sur des bétons de différentes natures : granulats alluvionnaires ou calcaires, liant à base de ciment CEM I ou CEM III/A ou CEM V/A.

Les travaux de la tranche 4 avaient pour objectifs de :

- rapprocher les deux modes opératoires « lixiviation à renouvellements périodiques » et « lixiviation à renouvellement continu » ;
- ajouter des résultats à la base de données.

Un seul laboratoire a pratiqué le mode opératoire à renouvellements périodiques, deux laboratoires ont participé aux essais avec le mode opératoire à renouvellement continu.

3.2.5.1. Résultats

Le Tableau 1.31 présente les bétons B1, B4 et B35. Les bétons B20 et B36 ont également fait l'objet d'essais en tranche 2, ils ont déjà été présentés au Tableau 1.28. L'âge des bétons était supérieur à 90 jours au moment du lancement des essais.

Pour cette campagne d'essais, les conditions opératoires de la méthode par renouvellement continu ont été les mêmes que celles de la méthode par renouvellements périodiques (même pH, même température de 30 °C, même durée).

Tableau 1.31 – Bétons testés lors de la tranche 4.

	B1	B4	B35
Éléments de composition du béton			
Nature du liant (et dosage en kg/m³)	CEM I (280) + calcaire (50)	CEM III/A (280) + calcaire (50)	CEM V/A (380)
Nature des granulats	Alluvionnaire Silico-calcaire G2	Alluvionnaire Silico-calcaire G2	Alluvionnaire G1
Eau efficace/ciment	0,58	0,60	0,45
Eau efficace/liant total	0,49	0,51	0,45
Caractéristiques du béton			
Résistance compression à 28 j [MPa]	43,7	37,2	65,5
Masse volumique selon NF P18-459 [kg/m³]	2 150	2 130	2 230
Teneur massique en calcium Ca [%]	25,2	24,7	15,5

Le Tableau 1.32 présente les résultats de lixiviation obtenus sur les bétons B1 et B4.

Pour le labo 4.3, en raison de la crise sanitaire du Covid-19, seul le béton B1 a été testé et l'essai a dû être arrêté après une durée de 20 jours (à la place de 60 jours).

Tableau 1.32 – Résultats obtenus sur les bétons B1 et B4.

		B1	B4
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 4,0 T = 30 °C			
Labo 4.1	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	0,39	0,29
Lixiviation renouvellement continu pH = 4,0 T = 30 °C			
Labo 4.2	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	0,11	0,10
Labo 4.3	**I_{Ca} 20 jours [mm]**	0,23	–

Le Tableau 1.33 présente les résultats obtenus sur les bétons B20, B35 et B36.

Tableau 1.33 – Résultats obtenus sur les bétons B20, B35 et B36.

		B20	B35	B36
Lixiviation renouvellements périodiques pH = 4,0 T = 30°C				
Labo 4.1	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	–	0,34	0,39
Lixiviation renouvellement continu pH = 4,0 T = 30°C				
Labo 4.2	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	–	0,14	0,09
Lixiviation renouvellement continu pH = 4,5 T = 30°C				
Labo 4.2	**I_{Ca} 60 jours [mm]**	0,06	–	–

En renouvellement continu avec une température de 30 °C, le résultat sur le béton B20 (0,06 mm) est significativement plus faible qu'avec une température de 40 °C (0,34 mm lors de la tranche 2). De la même façon, les résultats sur B1, B4, B35 et B36 en renouvellement continu avec une température de 30 °C sont significativement plus faibles que les résultats obtenus en renouvellements périodiques à la même température de 30 °C.

Pour ce qui est des résultats obtenus par les essais à renouvellements périodiques, on constate que le béton B4 (à base de CEM III/A) résiste mieux à la lixiviation que le béton B1 (à base de CEM I). Le béton B35 présente une résistance à la lixiviation proche mais légèrement meilleure que celle du béton B36.

On notera par ailleurs que le même béton B36 avait été testé par le même laboratoire dans les travaux de la tranche 2 environ 18 mois plus tôt (labo 2.3). L'indicateur I_{Ca} mesuré était alors de 0,45 mm. La résistance à la lixiviation du béton B36 semble donc s'être améliorée avec le temps (0,39 mm en tranche 2).

Globalement, le comportement des différents bétons à la lixiviation est plus proche qu'attendu. Il semble difficile de comparer le comportement de bétons qui présentent à la fois des volumes de pâtes différents, des natures de liants différentes et des granulats différents.

3.2.5.2. Conclusions de la tranche 4

Les travaux de la tranche 4 ont consisté à réaliser les essais de lixiviation sur des bétons de différentes natures : granulats alluvionnaires ou calcaires, liant à base de ciment CEM I, CEM III/A ou CEM V/A.

Les travaux ont permis de dresser les conclusions suivantes :

- Le meilleur rapprochement des deux modes opératoires est obtenu pour l'essai à renouvellements périodiques à 30 °C et l'essai à renouvellement continu à 40 °C.
- Le groupe français de normalisation GEF 8 peut s'appuyer sur les résultats obtenus pour rédiger un projet de norme expérimentale.
- À ce stade, l'essai de lixiviation doit s'utiliser de façon comparative à un béton de référence. Les bétons comparés doivent présenter le même volume de pâte et un squelette granulaire identique.

3.2.6. Conclusion de l'étude expérimentale

La mise au point d'un essai de lixiviation permet de disposer d'un outil pour évaluer la performance d'un béton vis-à-vis d'attaques chimiques associées à la présence d'acides à sels de calcium solubles ou d'eaux faiblement minéralisées telles que définies dans la norme NF EN 206/CN et dans le fascicule de documentation FD P18-011.

Les travaux expérimentaux ont consisté à réaliser les essais de lixiviation sur des bétons de différentes natures : granulats siliceux ou calcaires, liants à base de ciment CEM I, CEM III/A ou CEM V/A.

L'essai de lixiviation à pH constant a été mis au point avec deux variantes : l'une est réalisée à une température de 30 °C avec des renouvellements périodiques de la solution d'essai, l'autre est réalisée à 40 °C avec un renouvellement continu de la solution d'essai. Les résultats des deux variantes sont comparables.

Il a pu être démontré que l'essai mis au point est à la fois représentatif, fiable, discriminant et accéléré. Lorsqu'il est utilisé dans une démarche comparative, il permet d'évaluer la performance de bétons de classe d'exposition XA1, XA2, XA3. De plus, des données de fidélité de l'essai ont pu être déterminées.

Le groupe français de normalisation GEF 8 peut s'appuyer sur les résultats obtenus pour rédiger un projet de norme expérimentale.

3.2.7. Proposition d'une méthode basée sur l'approche performantielle XA Lixiviation

Dans le cas d'une validation vis-à-vis d'une lixiviation (comme dans tous les cas, d'ailleurs), le béton de référence doit être conforme :

- pour une durée d'utilisation du projet de 50 ans aux exigences de l'annexe NA.F de la norme NF EN 206/CN ;
- pour une durée d'utilisation du projet de 100 ans aux exigences de l'article 8.1.1.3 du fascicule 65 du CCTG.

Le béton de référence et le béton à qualifier doivent être de même classe de consistance.

Par ailleurs et comme dans le cas de la RSE, on distingue :

- **le cas général** avec les critères de composition conformes (L_{eq} et E_{eff}/L_{eq}) avec liant non conforme au fascicule FD P18-011 ;
- **le cas particulier** avec les critères de composition non conformes (L_{eq}, E_{eff}/L_{eq} et granulats non conformes par rapport à l'absorption) avec liant conforme au fascicule FD P18-011.

Les cas général et particulier sont explicités dans les paragraphes 3.2.7.1 et 3.2.7.2. D'autre part, il est important de préciser qu'au vu de la sensibilité des essais de lixiviation à pH constant le volume de pâte du béton de référence doit être équivalent à celui du béton à qualifier.

3.2.7.1. Cas général

Pour les milieux acides et les eaux pures, il convient d'appliquer les seuils de performance donnés dans le Tableau 1.34.

Tableau 1.34 – Classes XA Lixiviation : critères applicables pour les milieux acides et les eaux pures.

Classe d'exposition	I_{Ca}	Béton de référence	
		Ciment	Fraction volumique de pâte f_{vp} Squelette granulaire (dosage et nature)
XA1	≤ I_{Ca} du béton de référence	CEM II/B-S ou CEM III/A	équivalents à celui du béton à qualifier
XA2	≤ I_{Ca} du béton de référence	CEM II/B-S ou CEM III/A	équivalents à celui du béton à qualifier
XA3	≤ I_{Ca} du béton de référence	CEM V/A ES	équivalents à celui du béton à qualifier

Du fait de la particularité du mode opératoire, il est précisé que l'approche comparative proposée n'est pas applicable en l'état si le liant du béton à qualifier comprend du calcaire (en tant qu'addition calcaire ou en tant que constituant principal du ciment) dans la mesure où, par définition, le liant du béton de référence n'en comprend pas.

3.2.7.2. Cas particulier

Dans le cas où la (les) dérogation(s) à l'approche prescriptive ne concerne(nt) pas la nature du liant (le liant est conforme aux exigences du fascicule de documentation FD P18-011), il est possible alternativement de justifier le béton à qualifier en respectant les critères du Tableau 1.35.

Tableau 1.35 – Classes XA Lixiviation : critères applicables pour les milieux acides et les eaux pures.

Classe d'exposition	D_{rcm90j}	Ciment du béton de référence
XA1	≤ D_{rcm90j} du béton de référence	CEM II/B-S ou CEM III/A
XA2	≤ D_{rcm90j} du béton de référence	CEM II/B-S ou CEM III/A
XA3	≤ D_{rcm90j} du béton de référence	CEM V/A ES

3.3. Biodégradation (GT1C)

3.3.1. Introduction

3.3.1.1. Contexte de l'étude

Dans les réseaux d'assainissement, la détérioration des matériaux cimentaires est principalement liée à la production d'hydrogène sulfuré (H_2S) dans les zones stagnantes, et sa volatilisation et sa condensation au sommet des canalisations. Différentes réactions d'oxydation des espèces soufrées, d'origine chimique dans un premier temps et biologique dans un second temps, conduisent à la formation finale d'acide sulfurique à la surface du matériau cimentaire. L'activité biologique, se développant successivement à l'échelle locale (micro-organismes sulfo-oxydants), est un facteur clé dans une telle détérioration.

Plusieurs études ont mis en évidence que les tests strictement chimiques - utilisant de l'acide sulfurique – ne sont pas satisfaisants pour qualifier les matériaux et produits cimentaires dans les réseaux d'assainissement (les résultats révèlent des différences de performance des matériaux cimentaires entre ces essais chimiques et les essais *in situ*). Dans ce contexte, différents tests biologiques de laboratoire mettant en jeu les transformations microbiennes du soufre ont été développés au cours des dernières décennies pour quantifier la résistance de ces matériaux.

3.3.1.2. Partenaires

Deux partenaires expérimentés ont participé aux essais de biodégradation : l'université Gustave-Eiffel (UGE) et le laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse.

Deux tests ont été développés en France ces dernières années :

- un système en enceinte close avec un apport en H_2S par l'UGE ;
- un système de ruissellement d'une forme soluble de soufre réduit par l'INSA de Toulouse, laboratoires TBI et LMDC (dénommé BAC Test).

3.3.1.3. Objectifs du programme d'essais

Les objectifs des études menées lors des 3 phases du PN PerfDuB étaient :

- d'évaluer la représentativité (au regard des détériorations observées *in situ*, sur la base des résultats de la littérature et des performances attendues des matériaux) et la reproductibilité/répétabilité des tests ;
- de déterminer les critères d'évaluation de la résistance des matériaux cimentaires ;
- d'optimiser les paramètres d'essais ;
- de comparer les cinétiques d'altération induites par les deux tests.

3.3.2. Structuration de la campagne expérimentale

3.3.2.1. Partenaires

Deux partenaires ont participé aux essais : l'UGE et le LMDC.

L'UGE a développé un test en présence de H_2S et le LMDC et TBI ont développé un test en présence d'une autre source de soufre : le tétrathionate.

3.3.2.2. Organisation

Les campagnes d'essais se sont focalisées sur l'ajustement des méthodes d'essais et leur représentativité, avec trois campagnes d'essais :

- Phase 1 – Ajustement des paramètres d'essais pour les deux tests (impact du prétraitement au H_2S, teneur en H_2S, critère de fin de vie).
- Phase 2 – Impact de la teneur en C_3A du ciment et de la nature des granulats.
- Phase 3 – Répétabilité des essais menés en phases 1 et 2.

3.3.3. Matériaux d'étude

Les essais ont été réalisés sur des mortiers.

3.3.3.1. Phase 1

3 formulations de mortiers ont été réalisées à base de sable siliceux normalisé (EN 196-1) et de 3 ciments différents :

- CEM III/A 52,5 N, usine de Rombas ;
- CEM V/A (S-V) 42,5 N CE PM ES CP1 NF « PMF3 », usine d'Airvault ;
- ciment d'aluminate de calcium, Calcoat® RG, usine de Fos-sur-Mer.

3.3.3.2. Phase 2

Deux ciments avec des teneurs en C_3A différentes ont été utilisés :

- CEM I 52,5 N SR3 CE PM CP2 NF, usine de Val d'Azergues, contenant 1 % de C_3A ;
- CEM I 52,5 N CE CP2 NF, usine de Lumbres, contenant 8,6 % de C_3A.

Deux sables de natures différentes ont été utilisés :

- granulats G1 (0/4 siliceux, semi-concassé) ;
- granulats G4 (0/4 calcaire, concassé).

Les différents mortiers fabriqués lors de la phase 2 sont indiqués dans le Tableau 1.36.

Tableau 1.36 – Caractéristiques des mortiers étudiés lors de la phase 2.

	Teneur en C_3A [%]	Ciment	Nature granulats	Granulats
Mortier M1	8,6	Lumbres	Siliceux	G1
Mortier M2	1	Val d'Azergues	Siliceux	G1
Mortier M3	1	Val d'Azergues	Calcaire	G4

3.3.3.3. Phase 3

Cinq formulations de mortier ont été réalisées avec 5 ciments différents (Tableau 1.37) :

- CEM I 52,5 N SR3 CE PM CP2 NF, usine de Val d'Azergues, à 1 % de C_3A ;
- CEM I 52,5 N CE CP2 NF, usine de Lumbres, à 8,6 % de C_3A ;
- CEM III/A 52,5 N, usine de Rombas ;
- CEM V/A (S-V) 42,5 N CE PM ES CP1 NF « PMF3 », usine d'Airvault ;
- ciment d'aluminate de calcium, Calcoat® RG, usine de Fos-sur-Mer.

Tableau 1.37 – Caractéristiques des mortiers étudiés.

Références	Ciments	Sables
CEM I faible teneur en C_3A	CEM I, Val d'Azergues	Siliceux G1 (0/4 siliceux, semi-concassé)
CEM I	CEM I, Lumbres	Siliceux G1 (0/4 siliceux, semi-concassé)
CEM III	CEM III/A, Rombas	Sable siliceux normalisé EN 196-1
CEM V	CEM V/A, Airvault	Sable siliceux normalisé EN 196-1
CAC	Calcoat®, Fos-sur-Mer	Sable siliceux normalisé EN 196-1

Pour les 3 phases du projet, les ratios eau sur ciment et sable sur ciment sont respectivement de 0,4 et 3. Les éprouvettes de 4 cm × 4 cm × 16 cm ont été fabriquées, puis démoulées après 24 h et stockées dans des sacs plastiques scellés à 20 ± 2 °C pendant 28 jours. Aucun échantillon n'a subi de cure thermique.

Les échantillons ont ensuite été sciés en 4 cm × 2 cm × 8 cm pour les essais du LMDC et en 2 cm × 2 cm × 2 cm pour les essais de l'UGE.

3.3.4. Protocoles de biodégradation

Deux méthodes d'essais ont été étudiées dans cette étude. Ces deux méthodes utilisent un consortium bactérien issu de boue activée provenant de station d'épuration. La principale différence entre les deux tests provient de la source de soufre. Le test de l'UGE utilise du H_2S alors que celui du LMDC et de TBI préconise l'utilisation de tétrathionate. Les caractéristiques physiques de ces deux composés diffèrent, ce qui rend les deux tests distincts.

3.3.4.1. Étude de l'activité de la boue activée

Les boues activées sont directement prélevées dans un bassin d'épuration et correspondent aux boues récupérées à la sortie du clarificateur lors du traitement biologique des eaux usées (procédé des boues activées dans un bassin d'aération puis dans le clarificateur pour la décantation).

Ces boues sont composées de micro-organismes représentatifs de la population microbienne présente dans les réseaux d'assainissement, et plus particulièrement elles possèdent plusieurs consortiums de micro-organismes sulfo-oxydants producteurs d'acide sulfurique.

La concentration en boue activée choisie pour le test d'activité est de 2,25 g par litre de milieu nutritif. Les essais sont réalisés dans un bioréacteur.

Après centrifugation de 100 ml d'un mélange eau + boue activée pendant 10 minutes à 3 000 *g* et à 5 °C, un culot de 2,25 g de boues activées est récupéré et introduit dans 1 l d'une solution de nutriments (0,25 g de chlorure de calcium, 0,4 g de chlorure de magnésium et 1,4 g de chlorure d'ammonium) à pH = 5.

La solution de nutriment est utilisée pour assurer la croissance des micro-organismes sulfo-oxydants contenus dans les boues activées.

20 ml de solution de thiosulfate à une concentration de $4{\times}10^{-3}$ molS/l sont ajoutés dans le réacteur.

3.3.4.2. Protocole de biodégradation en présence de H_2S

a) Prétraitement des échantillons au H_2S à 100 ppm

Cette étape consiste à exposer les mortiers uniquement à du H_2S gazeux sans l'intervention de micro-organismes. Elle permet notamment d'abaisser abiotiquement le pH de surface des mortiers jusqu'à atteindre un pH approprié au développement microbien.

L'hydrogène sulfuré est produit par voie chimique à l'intérieur de l'enceinte. Une solution de Na_2S (0,26 mol/l) et une solution de HCl (1,4 mol/l) sont simultanément injectées *via* deux pompes péristaltiques. La réaction entre ces deux produits chimiques entraîne la formation d'hydrogène sulfuré aqueux [Équ. 1.6].

$$Na_2S + 2\,HCl \rightarrow H_2S + 2\,NaCl \qquad \text{[Équ. 1.6]}$$

Un injecteur d'air permet d'insuffler de l'air en continu dans la solution, entraînant l'émanation de l'hydrogène sulfuré gazeux dans l'intégralité de la cellule. Par ailleurs cette injection d'air permet d'être dans des conditions favorables pour les bactéries aérobies impliquées dans le mécanisme de biodétérioration.

Pour l'étape de prétraitement, la concentration en H_2S doit être maintenue à 100 ppm pendant deux semaines. La température maintenue dans l'enceinte est de 30 ± 1 °C. L'humidité relative est de 100 %.

Un capteur, mesurant en continu la concentration en H_2S ainsi que la température, et une solution d'acétate de zinc sont placés en série en sortie de la cellule (Figure 1.55). La solution d'acétate de zinc permet d'assurer la sécurité dans le laboratoire en piégeant l'excès de H_2S généré dans la cellule, par la précipitation du composé ZnS [Équ. 1.7].

$$H_2S + ZnC_4H_6O_4 \rightarrow ZnS + C_4H_8O_4 \qquad \text{[Équ. 1.7]}$$

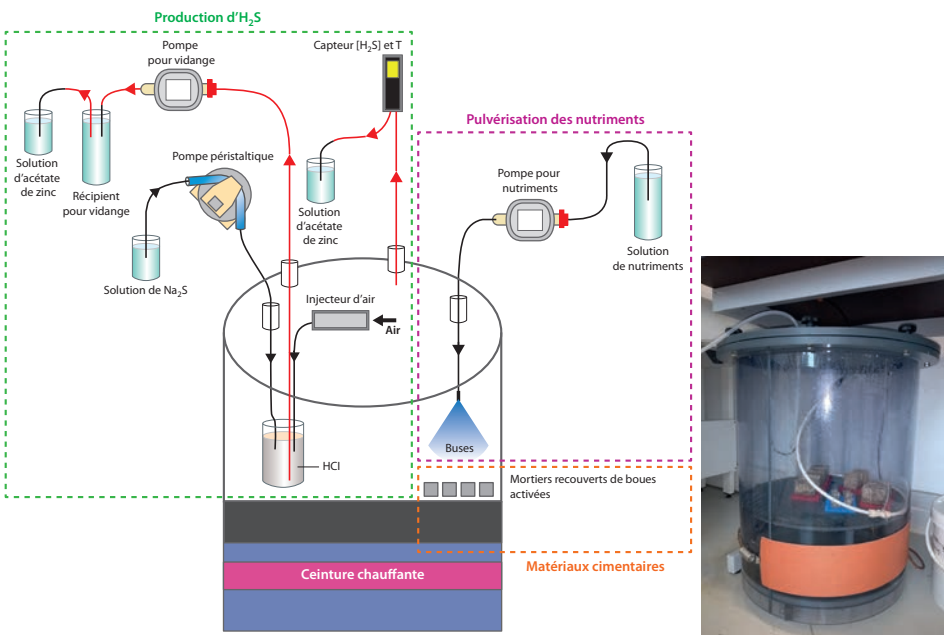


Figure 1.55 – Schéma de la cellule de biodétérioration pour le test de l'UGE.

b) Étalement sur matériaux

Après vérification de la boue, elle est centrifugée à 3 000 *g* pendant 20 minutes, le culot est ensuite étalé à la surface des échantillons de mortier. Environ 240 mg de boue sont étalés par cube de 2 cm × 2 cm × 2 cm sur l'ensemble des faces des échantillons.

c) Essai de biodétérioration

Après la phase de prétraitement et d'étalement des boues, les mortiers sont disposés dans les enceintes aux conditions contrôlées. La température et l'humidité relative sont toujours fixées à 30 °C et 100 % respectivement. Les concentrations en H_2S sont fixées.

Une solution de nutriments est pulvérisée afin de maintenir en vie les micro-organismes contenus dans les boues activées. Cette solution contient 0,25 g/l de $CaCl_2\,2H_2O$, 0,4 g/l de $MgCl_2\,2H_2O$, 1,4 g/l de NH_4Cl et 5 g/l de $Na_2S_2O_3\,5H_2O$.

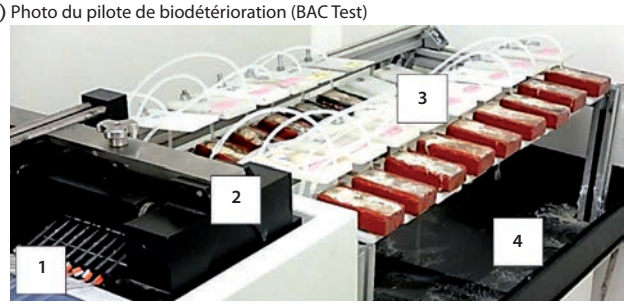
d) Paramètres suivis

Un suivi visuel est réalisé sur les échantillons. Le pH de surface, la masse ainsi que la géométrie des échantillons sont mesurés sur les trois cubes testés par formulations.

3.3.4.3. Protocole de biodégradation en présence de tétrathionate

La Figure 1.56 présente une photo du pilote (a), ainsi qu'un schéma descriptif (b). Le pilote, constitué d'un réservoir conservant à 4 °C une solution d'alimentation (1), permet d'alimenter, avec un faible débit contrôlé par des pompes péristaltiques (25 ml/h) (2), la surface de coupons de matériaux 8 cm × 4 cm × 2 cm ensemencée au préalable par une boue activée prélevée en station d'épuration (3). Les coupons de matériau avant le démarrage du test sont recouverts d'une résine époxy sur l'ensemble des faces non exposées au test. Sur les deux bords de la surface exposée (qui correspond à une surface coffrée de l'échantillon 4 cm × 2 cm × 8 cm),

(a) Photo du pilote de biodétérioration (BAC Test)



(b) Schéma du BAC Test

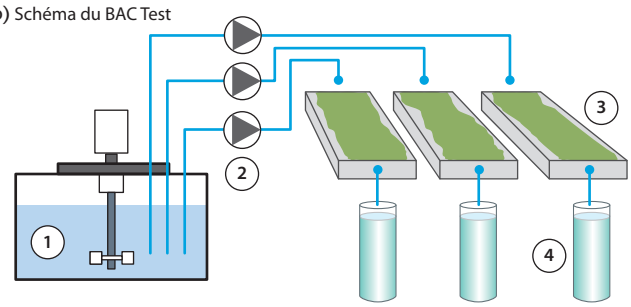


Figure 1.56 – Photo et schéma décrivant le pilote de test de biodétérioration développé à l'INSA de Toulouse.

une couche de résine époxy est appliquée afin de protéger la zone latérale, permettant par la suite sur les observations au MEB de repérer l'épaisseur initiale des matériaux. La solution d'alimentation est composée d'une source de soufre réduit (tétrathionate, intermédiaire dans le métabolisme oxydatif des composés soufrés réduits) et de sources d'azote, phosphore et autres sels minéraux nécessaires à la croissance microbienne. L'eau lixiviée est collectée en sortie de coupon (4) une fois par semaine. Le débit du liquide, le pH de la solution, les concentrations en calcium, en sulfate, en aluminium et en magnésium sont alors mesurés, permettant d'évaluer l'évolution de l'activité microbienne et la réactivité de la matrice cimentaire. À la fin du test, des observations au MEB sur une section droite du matériau à deux centimètres du bord permettent d'évaluer les profondeurs dégradées.

L'utilisation d'une source soluble de soufre réduit permet de travailler hors atmosphère H_2S, et de sélectionner à la surface du matériau exposé les micro-organismes oxydant les composés soufrés réduits, en acide sulfurique. Ainsi, le pilote permet de reproduire la succession microbienne définie en réseau d'assainissement et de produire localement par voie biologique de l'acide sulfurique au contact d'un matériau, prenant ainsi en compte l'influence des populations microbiennes sur les matériaux, mais également l'influence des matériaux sur les populations microbiennes [Peyre Lavigne *et al.*, 2015, 2016].

3.3.5. Optimisation de la méthode d'essai développée par l'UGE

3.3.5.1. Impact de la teneur en H_2S (prétraitement et pendant l'essai)

Lors de la phase 1 du projet, il a été testé l'impact de la teneur en H_2S pendant l'essai, c'est-à-dire après étalement de la boue activée à la surface des échantillons de mortiers.

La Figure 1.57 représente l'état des échantillons à base de CEM III et CEM V avant exposition (t_0), puis après 4 et 6 mois d'exposition à une teneur en H_2S de 30 ou 100 ppm.

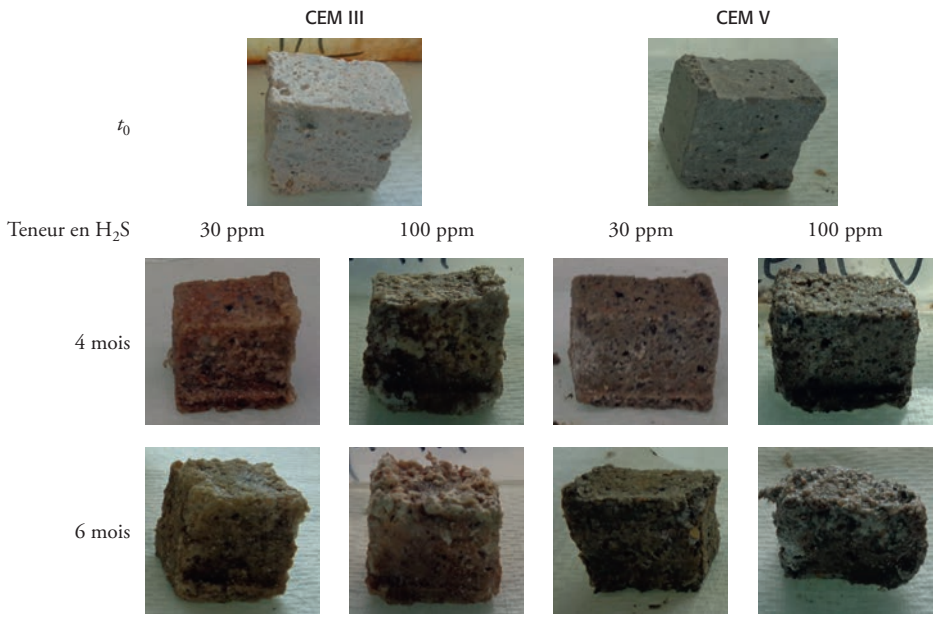


Figure 1.57 – Photographies des échantillons de mortiers à base de CEM III et CEM V exposés à 30 ou 100 ppm de H_2S après 4 et 6 mois d'exposition.

Si on observe les échantillons de mortiers après 4 et 6 mois d'exposition dans l'enceinte de biodégradation, on peut noter des pertes importantes de géométrie des échantillons avec des phénomènes de gonflements pour les échantillons de CEM III et de CEM V exposés à une concentration de 100 ppm en H_2S. Les dégradations des échantillons exposés à 30 ppm sont moindres.

De la même façon, lors de la phase 1, il a été testé l'impact d'un préconditionnement des mortiers par le H_2S, consistant à exposer les échantillons de mortiers pendant 15 jours à 100 ppm de H_2S. À l'issue de cette exposition, la boue activée a été étalée à la surface des échantillons puis les échantillons ont été réexposés à 30 ppm pendant 6 mois. Les échantillons ont été comparés à des échantillons non prétraités mais incubés dans la même enceinte avec des boues activées pendant 6 mois.

La pré-incubation a pour but de préparer la surface des mortiers pour favoriser le développement du biofilm. Un des paramètres importants pour un meilleur développement du biofilm est une diminution du pH de surface. Ainsi, si on mesure le pH de surface à l'aide de papier pH, avant exposition au prétraitement d'échantillons de CEM III et de CEM V et après, on chute de 3 unités pH, passant d'un pH initial de 10 à un pH de 7. Cette chute de pH va permettre aux micro-organismes présents dans la boue de mieux se développer.

Si on observe l'état des échantillons de CEM III et CEM V après 4 et 6 mois d'exposition à 30 ppm, on peut noter que l'échantillon de CEM V prétraité après 6 mois d'exposition est très dégradé (Figure 1.58).

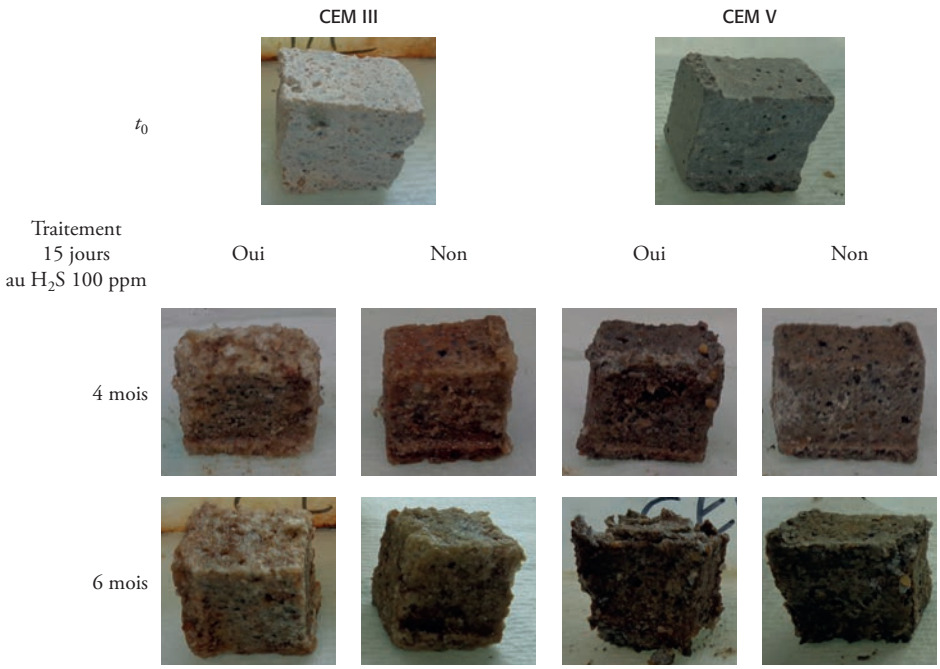


Figure 1.58 – Photographies des échantillons de mortiers à base de CEM III et CEM V prétraités à 100 ppm de H_2S pendant 15 jours puis exposés à 30 ppm de H_2S pendant 4 et 6 mois d'exposition.

3.3.5.2. Impact de l'apport en oxygène

Lors de la phase 2, une modification dans le protocole de production de H_2S a été réalisée. Afin de limiter les manipulations du bécher à l'intérieur de l'enceinte dans lequel est fabriqué le H_2S, une pompe permettant de vider ce bécher a été mise en place, évitant de devoir arrêter l'enceinte pendant 24-48 h pour pouvoir ouvrir en toute sécurité l'enceinte. Les échantillons incubés avec des boues activées et de l'hydrogène sulfuré pendant 4 mois n'ont présenté aucun signe de dégradation (Figure 1.59). Ceci peut être expliqué par l'absence d'oxygène à l'intérieur de l'enceinte limitant le développement des micro-organismes aérobies et limitant également l'oxydation des éléments soufrés en acide sulfurique. De plus, il semble important de mener le test pendant 6 mois.

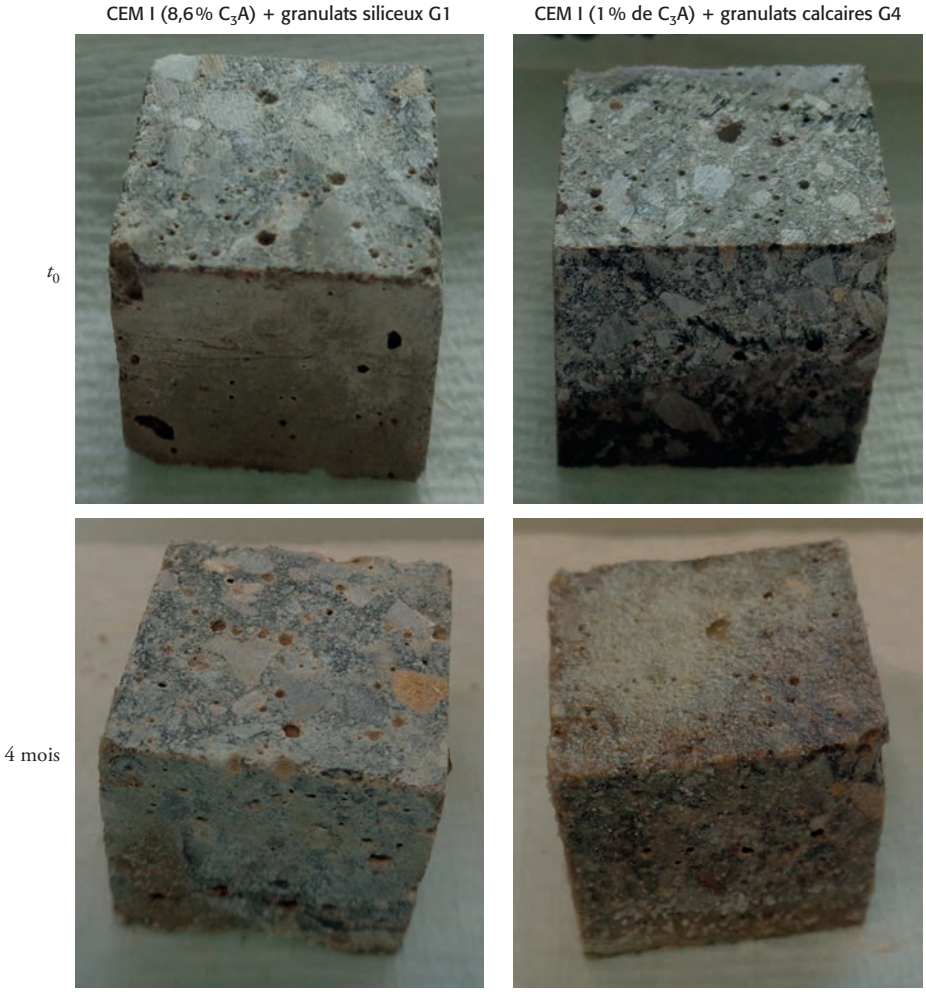


Figure 1.59 – Photographies des échantillons de mortiers à base de CEM I après 4 mois d'exposition dans l'enceinte de biodégradation.

3.3.5.3. Optimisation du test

Afin de pouvoir réaliser un test accélérant les mécanismes de biodégradation, il est nécessaire de prétraiter les échantillons avec une concentration de 100 ppm de H_2S pendant 15 jours. Le test doit être conduit avec une teneur en H_2S supérieure à 30 ppm et le plus proche de 100 ppm tout en restant dans une gamme raisonnable par rapport à la sécurité du personnel travaillant dans les locaux du test. Le test doit durer 6 mois pour mieux discriminer les échantillons.

3.3.6. Résultats – Critère de fin de vie des échantillons

3.3.6.1. Paramètres de suivi

Lors de la phase 3, les différentes formulations étudiées lors des phases 1 et 2 ont été réanalysées en prenant en compte les améliorations apportées aux méthodes d'essai.

L'aspect visuel des échantillons est un bon indicateur de la dégradation des échantillons mais il n'est pas suffisant pour quantifier les dégradations. Il est donc important d'étudier d'autres paramètres.

a) Évolution du pH

La Figure 1.60 représente l'évolution du pH de surface des différentes formulations mesuré à l'aide de papier pH.

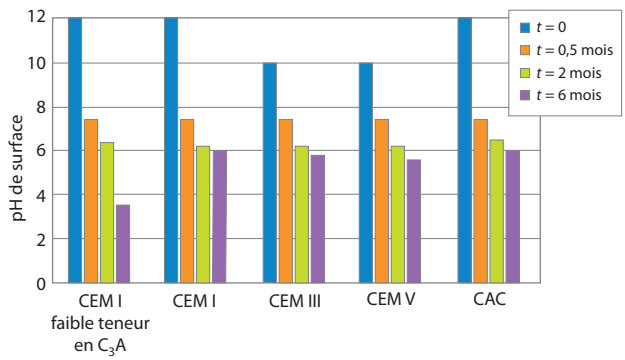


Figure 1.60 – Évolution du pH de surface des différentes formulations au cours de l'essai, mesuré à l'aide de papier pH .

On peut noter l'impact du prétraitement (en orange) qui permet de diminuer le pH de surface des échantillons d'un pH fortement alcalin à un pH proche de la neutralité. À l'issue des 6 mois de test en présence de H_2S, les mortiers à base de CEM I, CEM III, CEM V et CAC présentent un pH de surface de 6.

Le pH de surface n'est pas un critère pertinent pour discriminer les formulations entre elles, mais le pH de surface apporte des informations sur la carbonatation initiale des éprouvettes et sur la mise en place du consortium microbien lors de l'essai. En effet, la présence du biofilm permet d'abaisser le pH à une valeur inférieure à 6.

De la même façon, le pH des lixiviats mesuré lors des essais du BAC Test ne permet pas de discriminer les formulations mais permet de s'assurer du bon développement du biofilm (Figure 1.61).

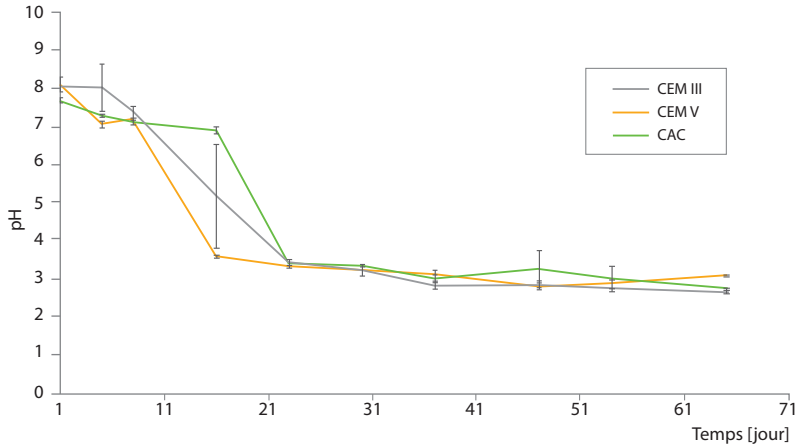


Figure 1.61 – Évolution du pH des lixiviats au cours du BAC Test pour des mortiers à base de CEM III, CEM V et CAC.

b) Suivi de la masse

Sur la Figure 1.62 est représentée la prise de masse de différentes formulations après 4 et 6 mois d'incubation en présence de H_2S.

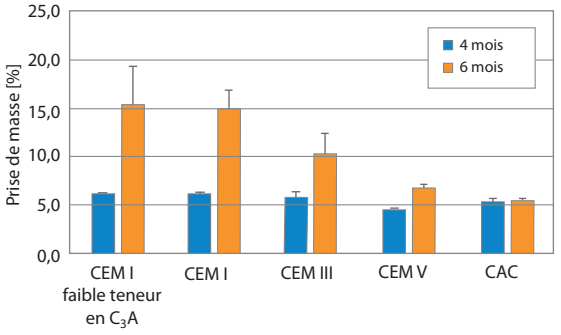


Figure 1.62 – Évolution de la masse d'échantillons de mortiers à base de CEM I, CEM III, CEM V et CAC après 4 et 6 mois d'exposition en enceinte de biodégradation.

Après 4 mois, la prise de masse est principalement liée à l'humidité/porosité. Après 6 mois, les prises de masse des échantillons à base de Portland sont supérieures à celles obtenues après 4 mois et sont corrélées à la formation de gypse en surface des échantillons. Ce paramètre permet d'apprécier la formation de gypse mais il est difficile à appréhender lorsqu'il y a concomitance entre des pertes de matière et des prises de masse liées à la formation de gypse.

c) Suivi du calcium lixivié

La Figure 1.63 présente le cumul des quantités de calcium lixivié par les matériaux en fonction du cumul des quantités de sulfate produit biologiquement. Les teneurs en calcium initiales calculées à partir des fiches techniques des matériaux utilisés sont du même ordre de grandeur

pour les 3 matériaux utilisés (CEM III = 11 512 molCa/m^3 ; CEM V = 11 484 molCa/m^3 ; CAC = 10 156 molCa/m^3). La production de sulfate, pour des matériaux qui initialement contiennent peu de soufre, est un bon marqueur du développement de l'activité microbienne sulfo-oxydante. Ainsi, la Figure 1.63 permet de voir que, pour des quantités d'acide biogénique produites équivalentes, les matériaux ont un comportement très différent en termes de lixiviation du calcium. Les CAC relarguent moins de calcium que les CEM III et les CEM V.

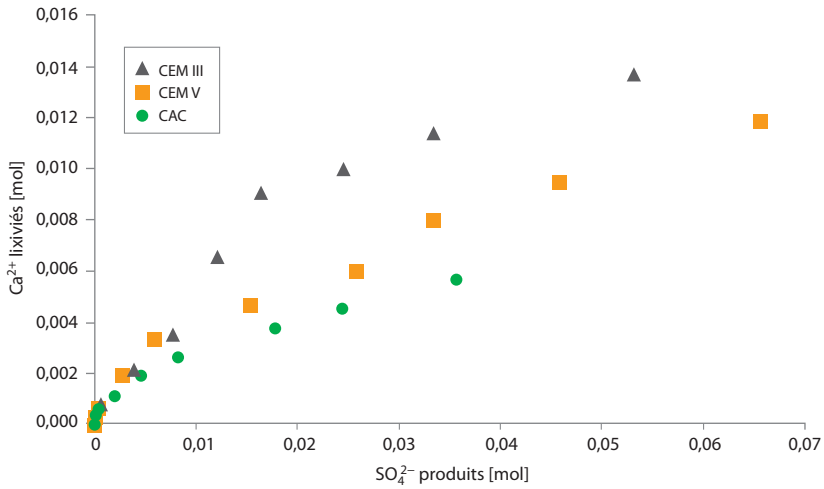


Figure 1.63 – Cumul de calcium lixivié par matériau en fonction du cumul de sulfate produit par matériau.

La Figure 1.64 présente par coupon exposé, au cours du temps, le cumul de quantité de calcium lixivié en fonction de la quantité totale de calcium contenue initialement dans les matériaux. Cette figure confirme la meilleure tenue des CAC en termes de lixiviation en conditions de production d'acide sulfurique biogénique et un comportement comparable du CEM III et du CEM V.

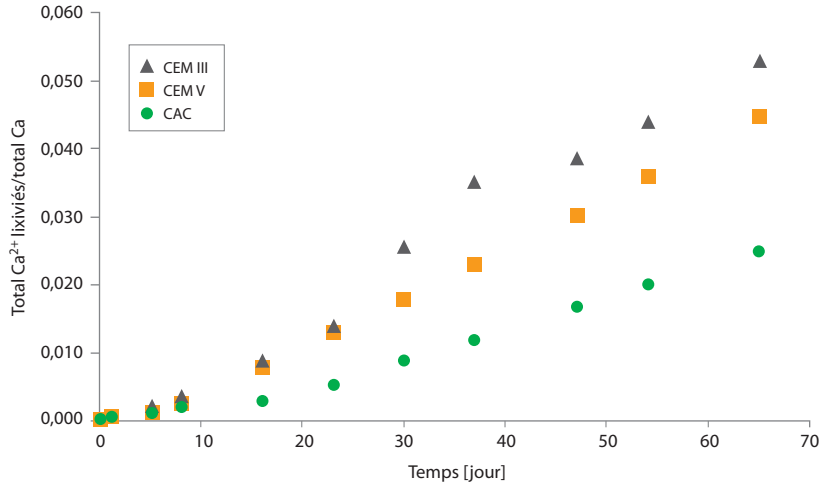


Figure 1.64 – Cumul de calcium lixivié par rapport à la quantité de calcium présente initialement dans le matériau au cours du temps.

Le ratio calcium lixivié sur sulfate produit permet de normaliser la lixiviation du calcium par rapport à une quantité d'acide biogénique sans regarder l'effet du matériau sur la production d'acide biogénique.

Le cumul de calcium lixivié sur la quantité initiale de calcium contenue dans le matériau exposé permet d'évaluer la réactivité des phases calciques (phases les plus réactives par rapport à l'attaque) constituant le matériau.

3.3.6.2. Critères de fin de vie

a) Perte de masse par sonication

Après 6 mois d'exposition, un échantillon de chaque formulation est soniqué pendant 1 heure puis séché à 40 °C jusqu'à équilibre de son poids. Les % de pertes de masse après sonication par rapport au poids initial de chaque échantillon sont représentés dans la Figure 1.65.

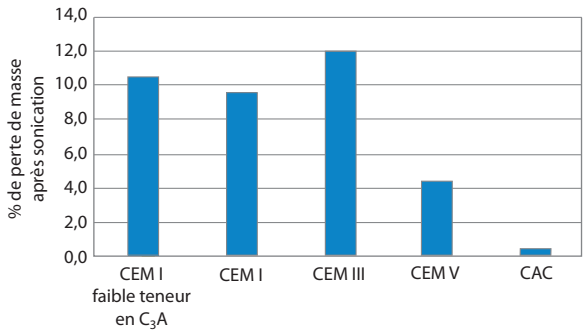


Figure 1.65 – Perte de masse après sonication suite à 6 mois d'incubation dans l'enceinte de biodétérioration.

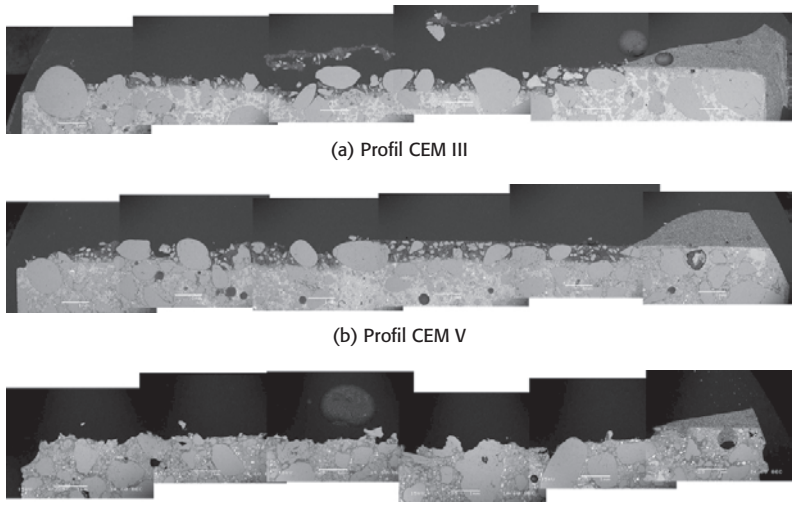
Pour le CEM III, les différences observées lors de la sonication peuvent être liées à des modifications de sa microstructure. Ce matériau peut avoir subi plus de dégradation au niveau physico-chimique, ce qui influence l'aspect mécanique.

b) Épaisseur dégradée

Observations par MEB

La Figure 1.66 présente, pour les 3 matériaux exposés, une observation par MEB (mode BSE) d'une coupe du matériau en fin du test. Sur la droite de chaque photo, la zone grisée sombre correspond à la zone d'application de la résine époxy réalisée lors de la préparation des coupons. Elle matérialise la surface initiale de l'échantillon. En dessous, une matrice sans altération notable est observable, permettant de fixer l'épaisseur initiale du coupon.

Tous les matériaux exposés ont perdu en épaisseur, la pâte cimentaire étant dissoute (anhydres compris) lors du test par l'attaque biologique. Les granulats sont pour certains déchaussés de la matrice cimentaire (phénomène plus marqué pour le CEM III et le CEM V). Concernant le CEM III, la zone dégradée est en grande majorité dissoute sans zone notable de décalcification progressive, témoignant de l'agressivité de l'attaque. Concernant les CEM V, la zone dégradée contient encore de la matière indiquant une dissolution partielle des phases réactives. Pour le CAC, la zone dégradée est dissoute en totalité. À partir de ces profils, une approche par estimation de l'épaisseur dégradée a été mise en place. Les pertes d'épaisseur estimées sont CAC = – 590 µm, CEM V = – 710 µm et CEM III = – 760 µm.



(a) Profil CEM III

(b) Profil CEM V

(c) Profil CAC

Figure 1.66 – Observation MEB d'une coupe sur la zone haute des coupons exposés : (a) CEM III, (b) CEM V et (c) CAC.

L'observation des zones dégradées par MEB permet de comparer les comportements des différentes formulations. Cependant, elle ne prend pas en compte, dans l'état actuel du protocole de mesure, la perte éventuelle (quasi certaine) de matière avant observation.

Observations visuelles

À l'issue de 4 et 6 mois, des échantillons sont résinés puis sciés afin de pouvoir observer le profil de dégradation et de pouvoir évaluer la partie saine restante de l'échantillon. L'aire de la partie saine des échantillons est mesurée sur 4 échantillons par formulation à partir du logiciel ImageJ. À partir de ces aires obtenues, il est calculé une taille d'arête saine moyenne. Cette valeur est ensuite comparée à la valeur initiale mesurée afin de déterminer la profondeur dégradée par formulation. Les résultats sont présentés dans les Figures 1.67 et 1.68.

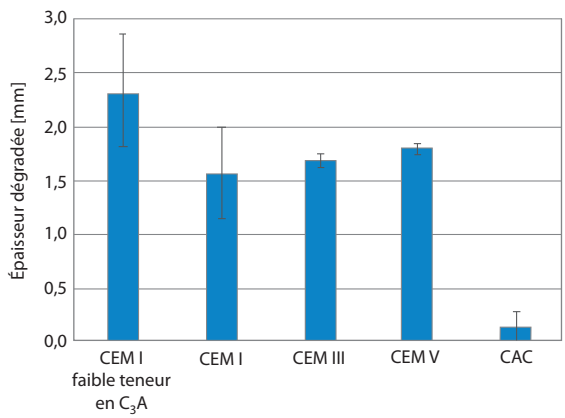


Figure 1.67 – Épaisseur dégradée [en mm] pour les différentes formulations après 6 mois d'exposition dans l'enceinte de biodégradation.

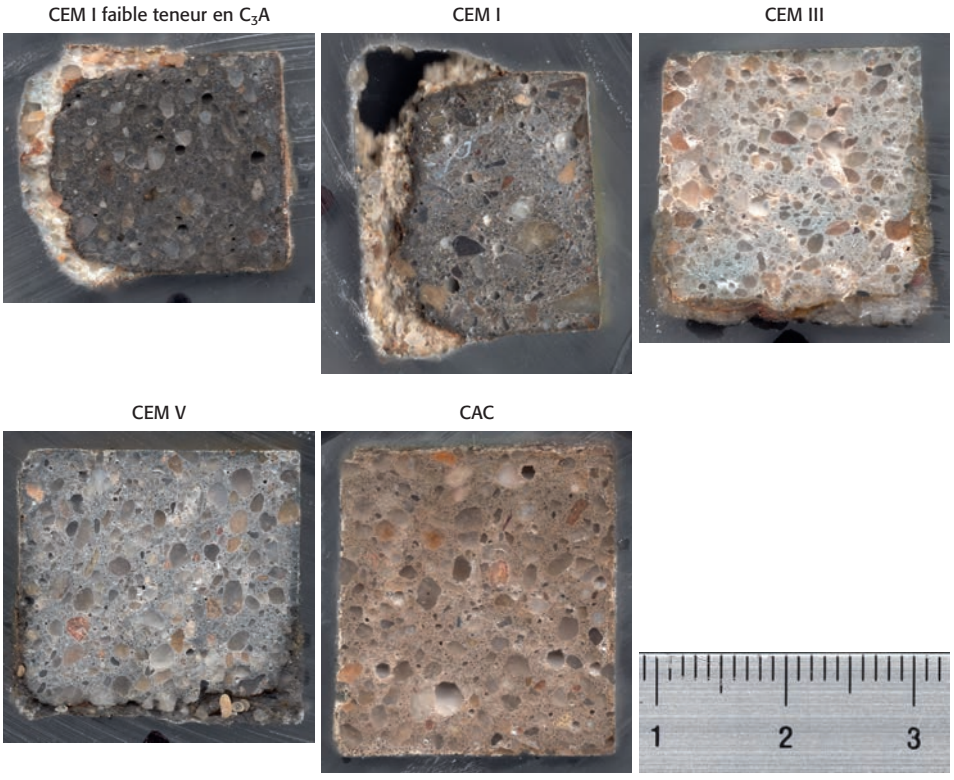


Figure 1.68 – Photographies des coupes des différentes formulations après 6 mois d'exposition dans l'enceinte de biodétérioration.

Si on compare l'épaisseur dégradée des échantillons avec celle de la formulation CEM I à faible teneur en C_3A, on obtient :

Formulation	$I_{bio/tem}$
CEM I faible teneur en C_3A	1,00
CEM I	0,65
CEM III	0,74
CEM V	0,78
CAC	0,04

Ces observations permettent de mettre en évidence deux comportements différents. D'une part, les ciments à base de Portland et, d'autre part, le ciment d'aluminate de calcium.

3.3.6.3. Conclusion

Les critères d'altération sont multiples afin de valider le test. Différents paramètres, choisis pour être redondants, sont considérés (aspect visuel, pH, variation de masse, ratio calcium lixivié sur sulfate produit, cumul de calcium lixivié total sur quantité initiale de calcium contenue dans le matériau exposé, profondeur dégradée sur une coupe).

Le suivi dans le temps du pH de la solution lixiviée ou du pH de surface permet de valider l'implantation de l'activité microbienne sulfo-oxydante nécessaire à la biodétérioration des matériaux exposés.

L'aspect visuel est un bon indicateur qu'il faut continuer à suivre malgré une information uniquement qualitative.

Le ratio calcium lixivié sur sulfate produit permet de normaliser la lixiviation du calcium par rapport à une quantité d'acide biogénique sans regarder l'effet du matériau sur la production d'acide biogénique.

Le cumul de calcium lixivié sur la quantité initiale de calcium contenue dans le matériau exposé permet de relativiser l'effet de la lixiviation sur le matériau par rapport aux phases calciques majoritaires (phases étant les plus réactives par rapport à l'attaque).

L'estimation de la profondeur dégradée sur une coupe permet d'évaluer la profondeur de la zone réellement impactée par l'attaque biologique.

Actuellement, ces différents paramètres sont concordants et permettent, par leur redondance, de fiabiliser les résultats issus du test et de s'assurer du bon fonctionnement de l'essai.

Un critère simple pour évaluer la performance des matériaux dans le cadre des deux tests est $I_{bio/tem}$. Dans le cas de l'UGE, il correspond à la comparaison de l'épaisseur dégradée d'un échantillon à qualifier sur celle d'un échantillon CEM I SR0. Pour le Bac Test, cet indice est similaire mais l'épaisseur dégradée est évaluée par la valeur calculée de la quantité de calcium lixivié sur la quantité initiale de calcium de l'échantillon divisée par la quantité de sulfate produite.

3.3.7. Résultats – Recommandations

3.3.7.1. Impact du liant : comparaisons CEM I, CEM III, CEM V et CAC

Les différents résultats présentés dans cette synthèse ainsi que le rapport d'exposition *in situ* permettent de mettre en évidence deux types de comportements : celui des ciments Portland et celui des ciments d'aluminate de calcium (Figure 1.69).

Lors des expositions *in situ*, les échantillons de mortier formulés avec du ciment Portland se sont rapidement dégradés sur le site 2. Peu de dégradations ont été observées sur le site 1. Les résultats de performance des formulations sont similaires aux résultats obtenus par les essais en laboratoire.

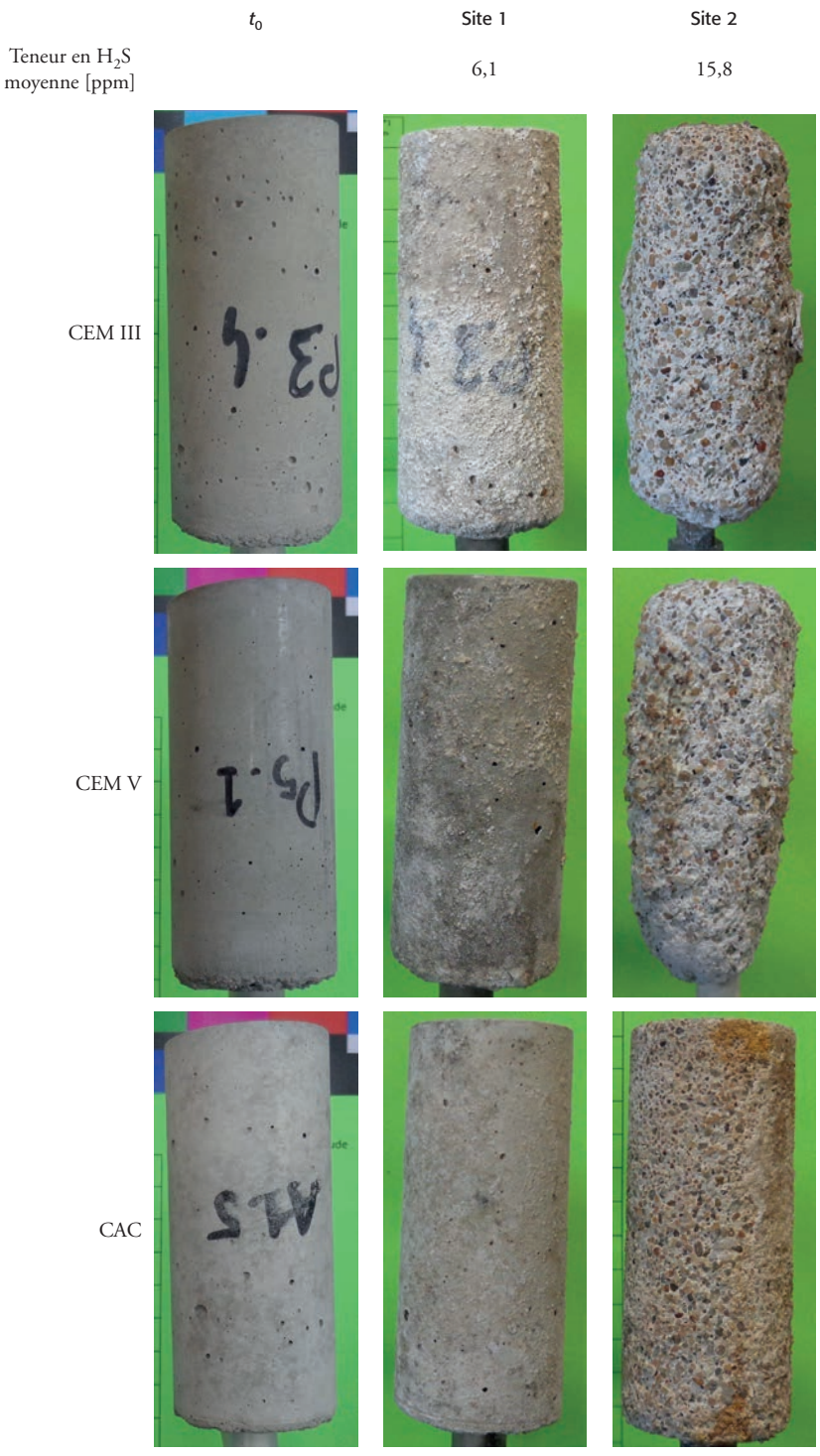


Figure 1.69 – Photographies des échantillons de CEM III, CEM V et CAC exposés pendant 30 mois sur deux sites différents (teneur moyenne en H_2S de 6,1 et 15,8 ppm).

3.3.7.2. Teneur en C_3A du CEM I

La Figure 1.70 présente le cumul de quantité de calcium lixivié en fonction du cumul de quantité de sulfate produit par les micro-organismes (équivalent à 1,5 mol à la quantité d'acide produit) pour les matériaux avec granulats siliceux (CEM I témoins, M1 et M2). Tous les mortiers à base de ciment Portland et de granulats siliceux, quelle que soit la quantité de C_3A, ont un comportement équivalent, ce qui indique qu'il n'y pas une réactivité différente entre ces matériaux.

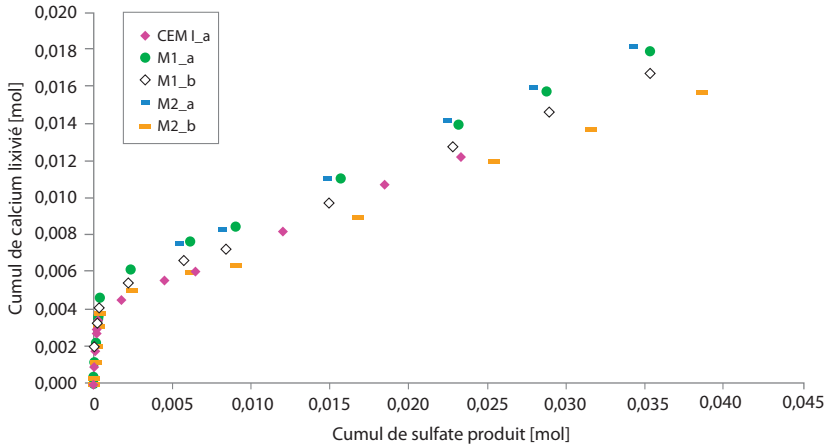


Figure 1.70 – Cumul du calcium lixivié par rapport au cumul de sulfate produit pour les matériaux avec granulats siliceux pour les formulations M1 et M2 ainsi que le témoin CEM I.

La Figure 1.71 présente le cumul de quantité de calcium lixivié en fonction du cumul de quantité de sulfate produit par les micro-organismes pour tous les mortiers exposés. Les mortiers formulés avec des granulats calcaires (M3) montrent une surlixiviation du calcium par rapport à l'acidité produite, surlixiviation due à la réactivité des granulats calcaires.

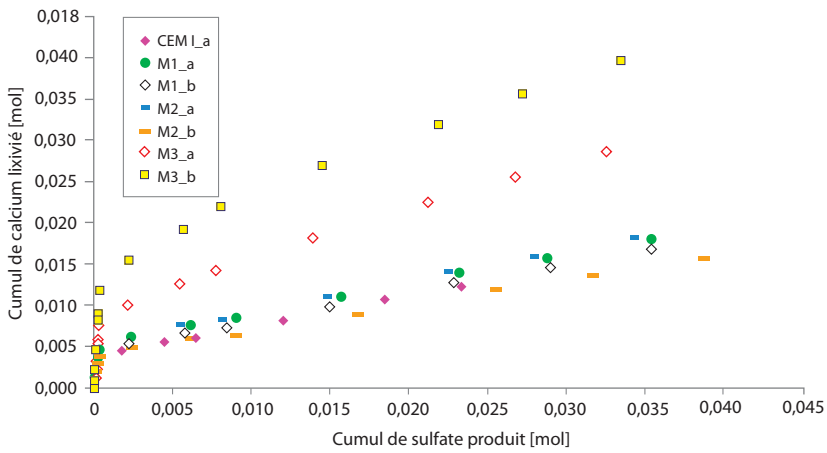


Figure 1.71 – Cumul du calcium lixivié par rapport au cumul de sulfate produit pour les formulations M1, M2 et M3 ainsi que le témoin CEM I.

L'utilisation d'un ciment CEM I à faible teneur en C_3A n'a pas permis, pour des mortiers à base de granulats siliceux, d'obtenir une réponse significativement différente en termes de réactivité du matériau au BAC Test par rapport à un mortier de ciment CEM I avec 8,6 % de C_3A.

3.3.7.3. Nature des granulats

La Figure 1.72 représente le cumul de quantité de calcium lixivié en fonction du calcium total contenu initialement dans le coupon exposé, et ce en fonction du cumul de quantité de sulfate produit.

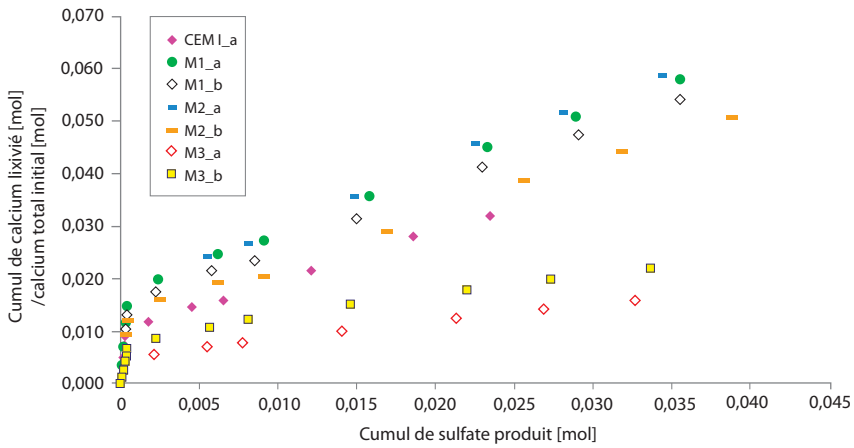


Figure 1.72 – Cumul du calcium lixivié par rapport au calcium contenu initialement dans le matériau par mètre carré de surface exposé par rapport au cumul de sulfate produit pour les formulations M1, M2 et M3 ainsi que le témoin CEM I.

Ce mode de représentation montre que les mortiers à base de granulats siliceux (G1) et des CEM I avec teneur élevée en C_3A (M1), d'une part, et CEM I avec teneur réduite en C_3A (M2), d'autre part, ont une réponse équivalente au BAC Test.

Par rapport à la référence correspondant à un mortier de CEM I avec C_3A avec granulats siliceux, les matériaux testés avec granulats siliceux (G1) sont classés dans la même zone avec cependant une durabilité légèrement plus grande pour la référence, liée à une quantité en calcium dans le matériau initial supérieure due à un ratio *S*/*C* plus faible que pour les matériaux exposés.

Le test du LMDC et de TBI (BAC Test) montre une résistance supérieure apportée par l'ajout de granulats calcaires (mais attention au gain de durée de vie non linéaire avec l'ajout de granulats réactifs en milieu acide, car réactivité plus importante du matériau par rapport à l'acidité produite).

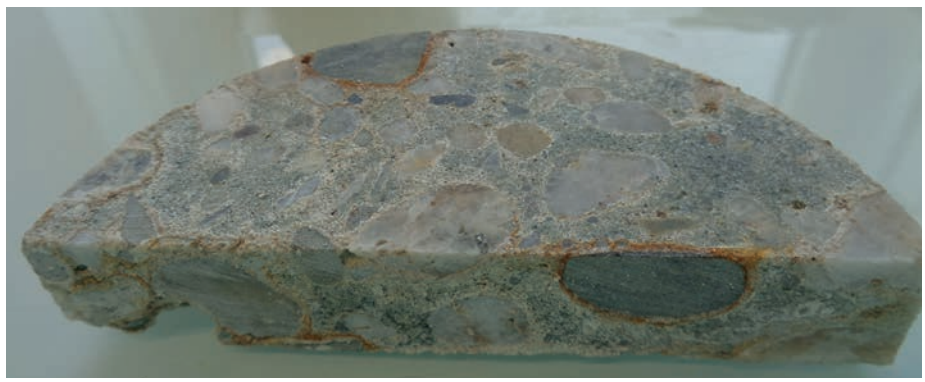
3.3.8. Conclusion de l'étude expérimentale

Les deux tests permettent de reproduire et de suivre l'implantation successive des activités sulfo-oxydantes responsables de la détérioration des matériaux. Les conditions opératoires des tests permettent de produire localement, au contact des matériaux, de l'acide sulfurique biogénique, entraînant, par l'attaque acide, la dissolution des couches de surfaces et, par la pénétration des sulfates, l'accumulation de soufre au sein du matériau.

Sur la base des différents paramètres actuellement suivis, les tests permettent de discriminer différentes matrices cimentaires par rapport à de tels environnements. Les deux tests, en accord avec la littérature, permettent de montrer la meilleure résistance des matériaux à base de CAC concernant les zones de réseau d'assainissement dont les conditions environnementales conduisent à de fortes détériorations.

Bien que les essais aient été réalisés sur mortiers, il a pu être démontré que sur un échantillon de béton à base de CEM III/A, provenant d'une station de pompage et ayant été exposé à une biodétérioration (protocole UGE), les mécanismes de dégradation sont les mêmes que ceux observés sur un même béton *in situ* (Figure 1.73). Dans tous les cas (*in situ*/laboratoire ou mortier/béton), une couche de gypse non cohésive se forme en surface. La couche de matériau cimentaire immédiatement en dessous de cette couche de gypse est plus cohésive et contient de grandes quantités de soufre qui s'appauvrit en profondeur.

(a)



(b)

Figure 1.73 – Échantillons de béton avec CEM III/A exposés pendant 4 mois de biodégradation (protocole UGE). Les deux échantillons proviennent d'une station de pompage : (a) échantillon provenant d'une zone non dégradée ; (b) échantillon provenant d'une zone dégradée.

3.3.9. Proposition d'une méthode basée sur l'approche performantielle XA Biodégradation

Dans le cas où les exigences de l'approche prescriptive vis-à-vis d'une biodégradation ne seraient pas respectées, notamment pour le choix de la nature des constituants (liant et granulats), il est possible de justifier de la conformité à la norme NF EN 206/CN et à la durée d'utilisation de projet spécifiée selon l'approche performantielle comparative présentée dans le Tableau 1.38.

Ce tableau a été établi à partir des résultats obtenus dans les phases 1, 2 et 3 de l'étude précédente.

Tableau 1.38 – Critères de qualification performantielle applicables pour les milieux riches en H_2S.

Classe d'exposition	$I_{bio/tem}$	Béton de référence	
		Ciment	Fraction volumique de pâte f_{vp} Squelette granulaire (dosage et nature)
XA1	≤ $I_{bio/tem}$ du béton de référence	CEM I	équivalents à celui du béton à qualifier
XA2	≤ $I_{bio/tem}$ du béton de référence	CEM III/B SR	équivalents à celui du béton à qualifier
XA3	≤ $I_{bio/tem}$ du béton de référence	CAC	équivalents à celui du béton à qualifier

Note : en classe XA3, un béton formulé avec un liant autre qu'un CAC mais bénéficiant d'un retour d'expérience probant pourra également servir de base à la définition du béton de référence selon les règles de composition données.

Références

[Arliguie *et al.*, 2007] Arliguie G. & Hornain H. (dir.) (2007), *GranDuBé, Grandeurs associées à la durabilité des bétons*, Presse des Ponts et Chaussées, 440 p.

[Atahan et Dikme, 2011] Atahan H.N. & Dikme D. (2011), « Use of mineral admixtures for enhanced resistance against sulfate attack », *Construction and Building Materials*, Elsevier, vol.25, n°8, p.3450–3457.

[Cassagnabère et Carcassès, 2013] Cassagnabère F. & Carcassès M. (2013), « Complément expérimental 2 à la thèse de S. Messad », Rapport de recherche LMDC.

[Felekoglu *et al.*, 2006] Felekoglu B., Ramyar K., Tosun K. & Musal B. (2006), « Sulfate resistances of different types of Turkish Portland cements by selecting the appropriate test methods », *Constr. Build. Mater.*, vol.20, p.819–823.

[Garcia et Carcassès, 2009] Garcia V. & Carcassès M. (2009), Complément expérimental 1 à la thèse de S. Messad, Rapport de recherche LMDC.

[Irassar, 2009] Irassar E.F. (2009), « Sulfate attack on cementitious materials containing limestone filler — A review », *Cement and Concrete Research*, Elsevier, vol.39, n°3, p.241–254.

[Katsioti *et al.*, 2011] Katsioti M., Patsikas N., Pipilikaki P., Katsiotis N., Mikedi K. & Chaniotakis M. (2011), « Delayed ettringite formation (DEF) in mortars of white cement », *Constr. Build. Mater.*, vol.25, n°2, p.900–905.

[Linger *et al.*, 2014] Linger L., Carcassès M., Rozière E., Cassagnabère F,. Cussigh F. & Nicot P. (2014), Essai de vieillissement accéléré de l'attaque sulfatique externe pour l'application du concept de performance équivalente dans le cadre de la norme EN 206-1, Rapport de recherche LMDC.

[Loser et Leemann, 2015] Loser R. & Leemann A. (2015), « An accelerated sulfate resistance test for concrete », *Materials and Structures*, Springer, 2016, vol.49, n°8, p.3445–3457.

[Massaad, 2016] Massaad G. (2016), *Stratégie performantielle d'évaluation de la résistance des matériaux cimentaires à l'attaque sulfatique externe*, thèse de doctorat de l'École Centrale de Nantes.

[Messad, 2009] Messad S. (2009), *Mise au point d'un essai de vieillissement accéléré de l'attaque sulfatique externe pour l'application du concept de performance équivalente dans le cadre de la norme NF EN 206*, thèse de doctorat de l'université de Toulouse.

[Peyre Lavigne *et al.*, 2015] Peyre Lavigne M., Bertron A., Auer L., Hernandez-Raquet G., Foussard J.-N., Escadeillas G., Cockx A. & Paul E. (2015), « An innovative approach to reproduce the biodeterioration of industrial cementitious products in a sewer environment. Part I: Test design », *Cem. Concr. Res.*, vol.73, p.246–256.

[Peyre Lavigne *et al.*, 2016] Peyre Lavigne M., Bertron A., Botanch C., Auer L., Hernandez-Raquet G., Cockx A., Foussard J.-N., Escadeillas G. & Paul E. (2016), « Innovative approach to simulating the biodeterioration of industrial cementitious products in sewer environment. Part II: Validation on CAC and BFSC linings », *Cem. Concr. Res.*, vol.79, p.409–418.

[Rozière *et al.*, 2009] Rozière E., Loukili A., El Hachem R. & Grondin F. (2009), « Durability of concrete exposed to leaching and external sulphate attacks », *Cem. Concr. Res.*, vol.39, n°12, p.1188–1198.

[Rozière *et al.*, 2013] Rozière E., Loukili A. & El Hachem R. (2013), « Étude de la durabilité des bétons par une approche performantielle (basée sur des essais de vieillissement accéléré). Compléments expérimentaux : influence du séchage à 80 °C sur le classement des performances des bétons exposés aux attaques sulfatiques externes », Rapport de recherche GeM.

[Sahmaran *et al.*, 2007a] Sahmaran M., Kasap O., Duru K. & Yaman I.O. (2007), « Effects of mix composition and water–cement ratio on the sulfate resistance of blended cements », *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, vol.29, n°3, p.159–167.

[Sahmaran *et al.*, 2007b] Sahmaran M., Erdem T.K. & Yaman I.O. (2007), « Sulfate resistance of plain and blended cements exposed to wetting–drying and heating–cooling environments », *Constr. Build. Mater.*, vol.21, n°8, p.1771–1778.

[Tosun *et al.*, 2009] Tosun K., Felekoglu B., Baradan B. & Altun A. (2009), « Effects of limestone replacement ratio on the sulfate resistance of Portland limestone cement mortars exposed to extraordinary high sulfate concentrations », *Constr. Build. Mater.*, vol.23, n°7, p.2534–2544.

[Weritz *et al.*, 2009] Weritz F., Taffe A., Schaurich D. & Wilsch G. (2009), « Detailed depth profiles of sulfate ingress into concrete measured with laser induced breakdown spectroscopy », *Const. Build. Mater.*, vol.23, n°1, p.275–283.

CHAPITRE 2

Analyse des données obtenues sur ouvrages existants

RAPPORT DE SYNTHÈSE GT2A

***Auteur** (organisme)*

Michaël Dierkens (Cerema),
Bruno Godart (Université Gustave-Eiffel)

Sur la base des contributions de :

Abdelkrim Ammouche, Alexa Bresson, Christophe Carde et Thibault Lenormand (LERM)

Christophe Aubagnac, Bruno Bérenger, Bruno Boulet, Arnaud Campaner, Nathalie Cordier, Thomas Fanget, Ronan Quéguiner et Benoit Thauvin (Cerema)

Véronique Baroghel-Bouny, Lucas Bourreau, Véronique Bouteiller et Mickaël Saillio (Université Gustave-Eiffel)

Myriam Bouichou et Héloïse Jourdan (LRMH)

1. Résumé

Les essais de durabilité constituent le socle de l'approche performantielle de la durabilité des bétons. L'objectif du Projet National est de disposer, pour chaque classe d'exposition du béton définie dans la norme NF EN 206/CN, d'un ou plusieurs indicateurs associés à des essais et des seuils qui permettent de comparer et/ou d'évaluer la capacité d'un béton à résister à une dégradation et une durée de vie données. Mais, pour fixer la valeur seuil de ces indicateurs de durabilité, il est important de prendre en compte le retour d'expérience que l'on peut acquérir sur le comportement réel des ouvrages existants. Pour parvenir à cet objectif, il est nécessaire d'étudier l'évolution des indicateurs de durabilité des ouvrages en béton dans leur environnement (sous l'effet du vieillissement du béton et des agressions extérieures).

Après une introduction conséquente (section 2), la section 3 présente une synthèse de tous les résultats obtenus sur les corps d'épreuves de BHP 2000 et les 19 ouvrages qui ont été sélectionnés et expertisés (ponts, quais, monuments historiques, barrage) afin de constituer une base de données d'indicateurs de durabilité (porosité à l'eau, diffusion des chlorures, perméabilité aux gaz, carbonatation accélérée, etc.) et de témoins de durée de vie (profils de pénétration des chlorures, profondeurs de carbonatation, potentiels d'électrodes, résistivité, présence de désordres, etc.). Ensuite, les sections 4 et 5 présentent respectivement une synthèse des indicateurs de durabilité et des témoins de durée de vie. La section 6 effectue une analyse approfondie de l'évolution des indicateurs de durabilité pour la carbonatation, en parallèle avec une analyse de l'état des ouvrages en prenant en compte le modèle de corrosion par carbonatation développée au sein du projet ANR MODEVIE. La section 7 effectue une analyse approfondie similaire à celle de la section 6, mais vis-à-vis de la corrosion par les chlorures. La section 8 présente une courte analyse des indicateurs de durabilité vis-à-vis du gel-dégel avec ou sans fondants, en l'absence de modèles établis pour ce phénomène. La section 9 dresse les grandes conclusions auxquelles aboutit cette recherche.

2. Introduction

2.1. Contexte de la recherche

Le Projet National PerfDuB est un projet de recherche collaborative labellisé par le RGC&U (Réseau Génie civil et urbain), prévu pour 4 ans à partir de mars 2015. Il est en grande partie financé dans le cadre du Projet National PerfDuB (géré par l'IREX, Institut de Recherche expérimentale) et dans une moindre mesure dans le cadre du projet de recherche MODEVIE (Modélisation du vieillissement des ouvrages en béton) soutenu par l'ANR (Agence nationale de la Recherche).

Le projet de recherche PerfDuB vise à définir une méthodologie au niveau national français pour justifier la durabilité des bétons (et des ouvrages en béton) par une approche basée sur la performance. L'objectif du projet PerfDuB est d'agréger les connaissances et les retours d'expérience, de combler les lacunes, dans un cadre rassemblant tous les acteurs concernés pour que l'approche par la performance devienne opérationnelle et couramment utilisée sur les chantiers, ce qui n'est pas encore le cas aujourd'hui. L'application de l'approche performantielle de la durabilité est déjà autorisée, mais non précisée, par la norme européenne

EN 206 (et son complément national NF EN 206/CN), et une première méthodologie est donnée dans le nouveau référentiel « Fascicule n°65 » du CCTG (Cahier des clauses techniques générales des marchés publics). À noter que cette nouvelle ligne directrice du Fascicule 65 a été finalisée en 2014 et publiée seulement en 2017 [Fascicule 65, 2017], et que PerfDuB a depuis fourni de nombreux éléments pour adapter cette méthodologie.

Les essais de durabilité sont à la base de l'approche performantielle de la durabilité du béton. L'objectif de ce projet national est de disposer, pour chaque classe d'exposition du béton définie dans la norme NF EN 206/CN, d'un ou plusieurs indicateurs associés à des essais permettant de comparer et/ou d'évaluer la capacité d'un béton à résister à une dégradation donnée.

Un des enjeux du projet national est de fixer les valeurs seuils des indicateurs de durabilité, et de valider les modèles de corrosion, et pour cela il est important de prendre en compte le retour d'expérience que l'on peut acquérir sur le comportement réel des ouvrages existants. L'approche performantielle doit en effet conduire à l'utilisation de bétons durables résistant aux agressions pour lesquelles ils ont été prescrits. Des tests de durabilité permettent de s'en assurer, avant et pendant la construction. Ces essais permettent également d'évaluer la durabilité du béton des ouvrages en service. C'est un enjeu majeur pour les propriétaires d'ouvrages qui ont besoin de connaître l'état de leurs ouvrages et d'anticiper leur dégradation afin d'optimiser leurs plans de maintenance. Les essais de durabilité, réalisés dans le cadre de diagnostics en association avec d'autres techniques, sont des outils indispensables pour évaluer et prévoir le vieillissement des ouvrages en service ; ils sont complémentaires des indicateurs de durée de vie (profil de pénétration des chlorures, profondeur de carbonatation, degré de corrosion des aciers, etc.) qui permettent de suivre l'évolution des éventuelles pathologies affectant les ouvrages dans le temps, et plus généralement le vieillissement des ouvrages.

2.2. Recherche effectuée sur les ouvrages existants

Pour atteindre cet objectif, il est d'abord nécessaire d'étudier l'évolution des indicateurs de durabilité des ouvrages en béton dans leur environnement (sous l'effet du vieillissement du béton et des agressions extérieures). Dans le cadre de cette recherche, 19 ouvrages ont été sélectionnés. Si la plupart de ces ouvrages ne disposent pas de données relatives aux indicateurs de durabilité (porosité à l'eau, diffusion des chlorures, perméabilité aux gaz, carbonatation, etc.) obtenus lors de leur phase de construction, ils ont fait l'objet de mesures de ces indicateurs de durabilité réalisées au cours du projet PerfDuB lors des investigations réalisées sur les ouvrages en service à l'exception de 3 ouvrages : les ponts Vasco de Gama et Rion-Antirion, et le barrage de Vezins.

La constitution de la liste des ouvrages a été réalisée avec les propriétaires et les gestionnaires (ou leurs représentants). Sur ces ouvrages sélectionnés, les travaux ont notamment consisté à évaluer le degré de vieillissement du béton (évaluation d'indicateurs de durée de vie au sens de AFGC (2004) [AFGC, 2004] : profils de pénétration des chlorures, profondeurs de carbonatation). Des échantillons ont également été utilisés pour déterminer les indicateurs de durabilité (porosité accessible à l'eau, coefficient de migration des chlorures, perméabilité aux gaz). Des mesures électrochimiques complémentaires ont également été réalisées (potentiels libres, résistivité, etc.).

Une analyse approfondie de l'évolution des indicateurs de durabilité est menée parallèlement à une analyse de l'état des ouvrages. Ils permettent notamment de vérifier la pertinence des seuils actuellement proposés pour chaque indicateur et classe d'exposition. L'intérêt principal de l'étude de ces ouvrages anciens est de pouvoir juger ces seuils avec du recul.

Par ailleurs, dans le cadre du Projet National de Recherche « BHP 2000 » (BHP 2000 : Béton Haute Performance 2000) mené entre 1995 et 2003, une expérimentation à grande échelle a été menée sur les propriétés de durabilité du BHP. Cette étude a été réalisée sur des sites de vieillissement naturel, et sur une gamme de 15 bétons dont les résistances moyennes à la compression variaient de 20 à 125 MPa. Le comportement de ces 15 bétons a été étudié sur la base d'un très large éventail de méthodes expérimentales, non seulement sur des éléments d'essai stockés dans l'eau en laboratoire, mais également sur des éléments de structure exposés dans des conditions naturelles (*in situ*). Dans le cadre de cette étude, 43 éléments d'essais en béton armé ont donc été installés sur trois sites naturels en France : Île-de-France, La Rochelle (ville de la côte ouest) et Maurienne (dans les Alpes), et ont été étudiés sur la base de mesures non destructives et sur la base d'échantillons prélevés à des moments différents. Les résultats obtenus sont également pris en compte dans le présent rapport.

2.3. Méthodologie appliquée sur les ouvrages existants

2.3.1. Sélection des ouvrages

Cette recherche porte sur les ouvrages atteints de corrosion par carbonatation ou par attaque de chlorures et sur les ouvrages exposés à des cycles de gel–dégel avec ou sans sels de déverglaçage. Elle ne concerne donc pas les ouvrages soumis à des agressions chimiques, ni ceux dont le béton est affecté par d'autres dégradations physico-chimiques (réaction alcali-granulat, réaction sulfatique interne, etc.) ayant généré des fissurations ou des lessivages. Seuls les ouvrages situés dans les environnements XC, XS et XF, XD sont donc étudiés.

Le panel des ouvrages a été réparti (selon leur ancienneté) entre les 3 catégories suivantes :

- ouvrages de moins de 20 ans : en privilégiant les ouvrages ayant déjà fait l'objet d'études de durabilité lors des phases de conception et d'exécution (toutes les informations recherchées sont disponibles sans qu'il soit nécessaire de réaliser des essais sauf, éventuellement, celles relatives à l'évaluation d'indicateurs de durabilité à l'heure actuelle) ;
- ouvrages entre 20 et 50 ans : en privilégiant les ouvrages ayant fait l'objet d'un diagnostic depuis moins de 5 ans et en mesurant les indicateurs de durabilité et autres informations manquantes ;
- ouvrages de plus de 50 ans : en donnant également la priorité aux ouvrages diagnostiqués depuis moins de 5 ans et en mesurant les indicateurs de durabilité et autres informations manquantes.

Les ouvrages étudiés sont répertoriés dans le Tableau 2.1 et classés par classes d'âge et d'exposition. De plus, les corps d'épreuve du Projet National « BHP 2000 » sont également intégrés à l'étude.

Tableau 2.1 – Liste des ouvrages existants étudiés.

Âge	Classe d'exposition		
	XC3-XC4	XS2-XS3	XF3-XF4-XD3
Moins de 20 ans	Corps d'épreuve BHP 2000 Pont de Loudéac (2014) Pont de Volesvres (2010–2012)	Corps d'épreuve BHP 2000 Structure maritime X* (2014) Pont de Rion-Antirion en Grèce (1999–2004)	Corps d'épreuve BHP 2000
Entre 20 et 50 ans	–	Pont Vasco de Gama (1995–1998) Piles du pont de l'île de Ré (1987–1988) Pont Chateaubriand sur la Rance (1987–1991)	Pont de Saint-Poncy (1988) Pont de La Vachette (1984–1985) Pont de Pirou (1991)
Plus de 50 ans	Pont Blondel (1964) Pont de la Bruche (1947) Palais d'Iéna à Paris (1937) Bourse de Bordeaux (1935–1938) Barrage de Vezins (1929–1932) Pont Boutiron (1913)	Quai des TCD (1965) Pont X* (1954)	Pont de Vallières (1926)

* La structure maritime X et le pont X sont des ouvrages rendus volontairement anonymes pour des raisons de confidentialité.

2.3.2. Données obtenues sur les ouvrages

Les données recherchées et obtenues (dans la mesure du possible) sur les ouvrages existants comprennent des données sur la construction, des indicateurs de durabilité et des indicateurs de durée de vie, comme suit :

- l'âge de la structure ;
- le(s) type(s) d'environnement passé et présent ;
- les données déjà disponibles sur les ouvrages :
  - les règles appliquées pour la conception et l'exécution,
  - la composition du béton avec l'origine des constituants : quantité et type de ciment, quantité et type d'ajouts minéraux, teneur en eau, nature et quantité de granulats par classe granulaire, adjuvants éventuels,
  - la caractérisation du béton frais : affaissement, air entraîné, densité,
  - la méthode de coulage du béton et sa cure,
  - les plans d'armatures (si possible : plans de récolement) avec confirmation par quelques mesures au profomètre et au radar, et la nuance des aciers (doux, nervuré, etc.),
  - des rapports d'inspection détaillée afin de voir l'historique des dommages : fissuration due à la corrosion, écaillage, armature visible…,
  - les réparations effectuées (ragréage, béton projeté, protection cathodique, etc.),
  - la caractérisation du béton à l'état durci (notamment la résistance mécanique…, indicateurs de durabilité si mesurés sur chantier) ;

- les indicateurs de durabilité (au moment des investigations, pendant le projet PerfDuB) :
  - porosité accessible à l'eau (selon mode opératoire PerfDuB : NF P18-459 complété par PerfDuB GT1),
  - perméabilité aux gaz (selon mode opératoire PerfDuB : XP P18-463 complété par GT1),
  - coefficient de diffusion des chlorures (migration des ions chlorure) (selon mode opératoire PerfDuB : XP P18-462 complété par GT1),
  - résistivité électrique (selon mode opératoire PerfDuB),
  - absorption d'eau par capillarité (selon mode opératoire PerfDuB),
  - carbonatation accélérée (selon mode opératoire PerfDuB),
- et si possible (facultatif) : la teneur en $Ca(OH)_2$;
- les indicateurs de durée de vie :
  - profondeur de carbonatation (NF EN 14630, XP P18-458),
  - gradient de chlorures (selon mode opératoire AFREM-AFPC/GranDuBé) [GranDuBé, 2007],
  - gradient de sulfates (selon le type de structure),
  - profondeur d'enrobage,
  - potentiels d'électrode (en particulier selon les recommandations RILEM TC 154-EMC),
  - résistivité électrique (recommandations RILEM TC 154-EMC),
  - état de corrosion des armatures (analyse éventuelle de l'interface acier–béton).

En l'absence d'information sur la composition d'origine du béton, une analyse minéralogique complète a été réalisée sur un prélèvement de béton.

Pour les ouvrages en classe d'exposition XF, les indicateurs suivants ont été ajoutés :

- le facteur d'espacement des bulles d'air selon ASTM C457 ;
- l'expansion dans un essai de gel interne selon la norme NF P18-424 ou NF P18-425 ;
- le rapport des carrés des fréquences de résonance selon la norme P18-414 ;
- l'écaillage selon la norme XP P18-420.

2.3.3. Procédure d'auscultation et de prélèvements pour les indicateurs de durabilité

Pour mesurer les indicateurs de durabilité, les carottes ont été prélevées dans l'ouvrage conformément à la norme NF EN 12504-1 dans les zones où le diagnostic de l'état de corrosion avait été réalisé. Les carottes dédiées à la détermination des indicateurs de durabilité ont été prélevées le plus profondément possible à la surface des éléments de structure pour éviter les effets du milieu extérieur (carbonatation, pénétration de chlorures…). Dans la mesure du possible, 3 carottes ont été prélevées par zone étudiée afin de pouvoir faire des moyennes sur 3 mesures (Figure 2.1). Les carottes avaient un diamètre minimal de 95 mm et une longueur minimale de 20 cm, sauf pour les deux monuments historiques où des carottes de 50 mm de diamètre ont été prélevées après avoir vérifié expérimentalement que les tests de durabilité restaient valables.

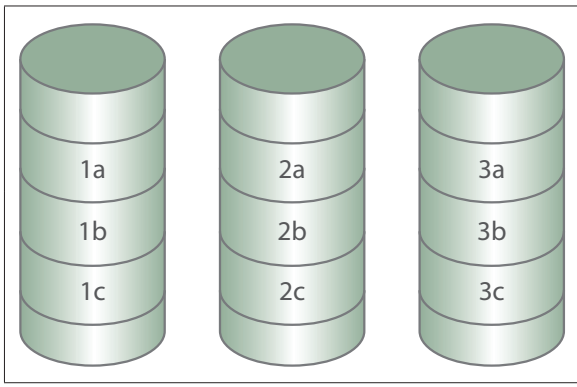


Figure 2.1 – Principe pour réaliser les essais de durabilité sur les éprouvettes carottées.

2.4. Prise en compte du facteur de vieillissement pour les chlorures

Le coefficient de diffusion apparent des chlorures est un indicateur sensible à l'âge du béton. Sa diminution avec le temps est due à différentes raisons :

- poursuite de la réaction d'hydratation du ciment ;
- interaction avec le milieu environnant (échanges d'ions) ;
- …

La diminution avec le temps du coefficient de diffusion apparent (« facteur de vieillissement du béton » ou en anglais *ageing factor*) peut être modélisée de la manière suivante :

$$D_{app}(t) = D_{rcm}(t_0)\left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha} \qquad \text{[Équ. 2.1]}$$

avec $D_{rcm}(t_0)$: coefficient de diffusion des chlorures mesuré par un essai de migration au temps t_0 (28 jours, mais de préférence 90 jours en France)

α : facteur de vieillissement ; paramètre régissant l'évolution de D_{app} avec le temps.

Le facteur de vieillissement α dépend notamment de la nature du liant et des conditions d'exposition du béton et varie généralement entre 0,1 et 0,8. Plus précisément, les retours d'expérience montrent que le facteur de vieillissement est plus important :

- en zone de marnage qu'en zone constamment immergée : cet effet est variable selon la nature du ciment ou de l'addition ;
- lorsque le béton contient des additions de type fumée de silice, cendres volantes ou laitier :
  - CEM I : $\alpha \sim 0{,}2$ (0,3 dans le bulletin n°34 de la *fib* [*fib*, 2006],
  - CEM I + (fumée de silice ou cendres volantes ou laitier) : $\alpha \sim 0{,}4$ à 0,6 (variable selon le dosage de l'addition) (0,6 dans le bulletin n°34 de la *fib* [*fib*, 2006] pour un béton avec CEM I et un taux de cendres volantes > 20 %).

Lorsque le coefficient apparent de diffusion des chlorures est déterminé sur un ouvrage existant, il convient de prendre en compte cet effet de l'âge pour estimer le coefficient de diffusion de référence $D_{app}(t_0)$ et ainsi pouvoir l'analyser au regard des seuils définis pour les ouvrages neufs.

2.5. Analyse des mesures de potentiel d'électrode

Les données de mesures de potentiels sur des structures en béton armé peuvent être analysées selon trois documents :

a) La norme américaine ASTM C876 [ASTM, 2009]

Dans la norme ASTM C876, des valeurs de potentiels de corrosion sont associées à une probabilité de corrosion (Tableau 2.2).

Tableau 2.2 – Trois catégories de probabilité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une probabilité faible en vert, incertaine en jaune et élevée en rouge) selon la norme ASTM C876 [ASTM, 2009].

Potentiel de corrosion [mV, Cu/CuSO4]	Probabilité de corrosion [%]
$E_{corr} < -350$	Élevée (> 90 %)
$-350 \leq E_{corr} < -200$	Incertaine (≈ 50 %)
$-200 \leq E_{corr}$	Faible (< 10 %)

b) Les recommandations de l'action européenne COST 509 [Cox *et al.*, 1997]

Dans ces recommandations, si la différence de potentiel entre les valeurs maximale et minimale est supérieure à 150–200 mV sur une zone de mesure (Tableau 2.3), alors il y a un risque de corrosion aux valeurs les plus faibles. Néanmoins, la surface de la zone de mesure n'est pas mentionnée.

Tableau 2.3 – Trois catégories de risque de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de différence de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement un risque faible en vert, incertain en jaune et fort en rouge) selon le document du COST 509 [Cox *et al.*, 1997].

Différence de potentiel (DDP) [mV]	Risque de corrosion
200 ≤ DDP	Fort
150 ≤ DDP < 200	Incertain
DDP < 150	Faible

c) Les recommandations du groupe de travail RILEM TC 154 [Elsener, 2003]

Étant donné que les valeurs des mesures de potentiels sont fortement influencées par les conditions d'exposition et environnementales, le groupe de travail TC 154 de la RILEM [Elsener, 2003] a proposé de considérer les gradients de potentiels spatiaux (Tableau 2.4). À de forts gradients devraient correspondre des zones de corrosion. Néanmoins, aucune

valeur de gradient n'est précisée pour caractériser un état de corrosion actif. La valeur de 8 mV/cm est mentionnée dans le rapport du Benchmark des poutres de la Rance [L'Hostis *et al.*, 2007].

Tableau 2.4 – Deux catégories d'activité de corrosion du béton armé en fonction des valeurs de gradient local de potentiel de corrosion (les couleurs indiquent respectivement une activité passive en vert et active en rouge) selon la recommandation de la RILEM TC 154 [Elsener, 2003] et du Benchmark des poutres de la Rance [L'Hostis *et al.*, 2007].

Gradient local de potentiel de corrosion [mV·cm^{-1}]	Activité de corrosion
8 ≤ gradient local de potentiel	Active
gradient local de potentiel < 8	Passive

L'interprétation des mesures de potentiel de corrosion suivant les trois documents de la littérature peuvent conduire à des résultats d'évaluation très différents, voire contradictoires, pour un ouvrage en milieu maritime. L'explication réside dans le gradient altimétrique d'humidité et d'oxygène qui est important en milieu maritime.

La complémentarité des résultats d'inspection visuelle, de résistivités et de potentiels laisse penser que l'analyse des potentiels via le document de la RILEM est la plus pertinente.

En conclusion, l'analyse et l'interprétation des potentiels de corrosion tels qu'utilisés et validés pour les ouvrages en béton armé en milieux atmosphériques doivent être revues lorsque l'ouvrage se trouve en milieu maritime, et ceci est notamment vrai pour la norme ASTM C876 [ASTM, 2009].

Dans le présent rapport, la préférence est donnée à la méthode de la RILEM. L'analyse des mesures selon les documents RILEM TC 154 qui est pertinente pour les ouvrages atmosphériques (sur terre) ne sont pas directement utilisables pour les ouvrages en milieu maritime. En effet, dans une zone de marnage, les valeurs des mesures réalisées ne sont pas uniquement relatives à la composante du phénomène de corrosion des armatures mais également à la composante de l'environnement et du climat.

- L'humidité croissante du haut vers le bas va conduire à une diminution des résistivités (voir le cas des piles du pont de l'île de Ré).
- La teneur en ions chlorure du parement béton peut également faire l'objet d'un différentiel sur les trois mètres de hauteur investiguée. Plus la teneur en ions chlorure sera importante et plus la résistivité sera faible.
- La teneur en oxygène décroissante du haut vers le bas modifie les résultats en ce sens que dans une zone non oxygénée la corrosion est peu probable quand bien même les valeurs de potentiels d'armatures sont très électronégatives.

2.6. Analyse des mesures de résistivité

Ces mesures opérées sur des ouvrages existants sont analysées sur la base de la recommandation RILEM TC 154 [Polder, 2000]. Pour un béton de CEM I, cette recommandation fournit un tableau permettant d'estimer les risques de corrosion (Tableau 2.5).

Tableau 2.5 – Risque de corrosion en fonction de la résistivité électrique [Polder, 2000].

Résistivité électrique [kΩ·cm]	Risque de corrosion	Pourcentage de mesures
Re > 100	Négligeable	50 %
50 < Re < 100	Faible	43 %
10 < Re < 50	Modéré	7 %
Re < 10	Élevé	0 %

En complément, le Tableau 2.6 suivant (extrait des recommandations RILEM TC 154 [Polder, 2000]) présente à titre indicatif des ordres de grandeurs de résistivité pour différentes conditions et différents environnements.

Tableau 2.6 – Ordres de grandeur de la résistivité pour différentes conditions et expositions [Polder, 2000].

	Résistivité électrique du béton [kΩ·cm]	
Environnement	Béton de CEM I	Autres bétons*
Très humide, immergé, zones d'éclaboussures (chambre à brouillard)	5–20	30–100
Exposition extérieure	10–40	50–200
Extérieur, abrité, revêtu, hydrofugé (20 °C, 80 % HR), non carbonaté	20–50	100–400
Extérieur, abrité, revêtu, hydrofugé (20 °C, 80 % HR), carbonaté	> 100	200–600 et plus
Ambiance intérieure (20 °C, 80 % HR)	> 300	400–1 000 et plus

* Bétons réalisés avec des ciments autres que CEM I : avec laitier de haut fourneau (> 65 % ou CEM III/B), ou avec fumée de silice (> 5 %).

À noter que l'unité utilisée pour la résistivité électrique mesurée en surface sur les structures (kΩ·cm) est différente de l'unité utilisée pour mesurer la résistivité volumique sur éprouvette de béton (Ω·m) et cela correspond à des procédures d'essai différentes.

2.7. Analyse des mesures de vitesse de corrosion

L'objectif de la mesure de la vitesse de corrosion est d'obtenir une information quantitative de la corrosion instantanée des armatures dans le béton, dans l'environnement donné. En réalisant plusieurs mesures dans la durée, cela permet de suivre l'évolution du phénomène de corrosion et par conséquent d'établir des comportements de perte de section et des prédictions.

Des tentatives ont été faites sur les piles du pont de l'île de Ré ; les mesures des vitesses de corrosion ont été réalisées à l'aide d'un appareil GalvaPulse^{TM} de Germann Instruments (électrode de référence Ag/AgCl ; méthode galvanostatique impulsionnelle), mais les résultats ne sont pas inclus dans ce rapport car leur exploitation s'est avérée trop incertaine. Ces tentatives confirment la grande difficulté d'interprétation des mesures de vitesse de corrosion qui, en outre, varient selon les appareils utilisés, et c'est pourquoi cette méthode de mesures a été écartée de la panoplie des méthodes appliquées sur l'ensemble des ouvrages.

2.8. Avertissement

Il convient d'être prudent sur l'analyse des résultats présentés dans ce rapport et de tenir compte notamment des éléments suivants :

- certains indicateurs évoluent avec le temps (par exemple « l'effet vieillissement »), et les valeurs mesurées sur un ouvrage existant à un âge t donné ne sont pas les mêmes que celles qui auraient été mesurées lors de la construction (cf. § 2.4) ;
- les valeurs données par les indicateurs de durabilité dépendent des procédures d'essai (par exemple, la conservation des éprouvettes a une grande influence sur les résultats de l'essai de porosité à l'eau et de l'essai de carbonatation accélérée). Ainsi, lors de l'interprétation des classes et seuils de durabilité potentielle mentionnés en référence à AFGC (2004) [AFGC, 2004] ou à LCPC (2010) [LCPC, 2010], il convient de garder à l'esprit que ces seuils ont été établis sur la base de procédures d'essais légèrement différentes, respectivement au début des années 2000 et au début des années 2010.

3. Brève présentation des structures

3.1. Structures de moins de 20 ans d'âge

3.1.1. Corps d'épreuve BHP 2000

3.1.1.1. Présentation des corps d'épreuve

Dans le cadre du Projet National « BHP 2000 », une expérimentation à grande échelle a été menée sur les propriétés de durabilité des BHP, à partir de l'an 2000. L'étude sur les sites de vieillissement naturel a été réalisée sur une gamme de 15 bétons dont les résistances moyennes à la compression variaient de 20 à 125 MPa. Le comportement de ces 15 bétons a été étudié sur la base d'un très large éventail de méthodes expérimentales, non seulement sur des corps d'épreuve stockés dans l'eau en laboratoire, mais également sur des éléments de structure exposés aux conditions naturelles. 43 éléments pré-fissurés en béton armé ont ainsi été installés sur trois sites naturels en France (région parisienne, La Rochelle et la Maurienne, respectivement dans des environnements XC, XS et XF/XD) et ont été étudiés sur la base d'échantillons prélevés à différents moments et de mesures non destructives [AFGC, 2004 ; LCPC, 2010 ; Baroghel-Bouny, 1999, 2009 ; Baroghel-Bouny *et al.*, 1999, 2000, 2002, 2004, 2013 ; Baroghel-Bouny et De Larrard, 2000a ; Baroghel-Bouny et De Larrard, 2000b].

Les compositions de béton contenant des cendres volantes silico-alumineuses sont référencées CV, et celles contenant des fumées de silice densifiées sont référencées FS. L'utilisation d'un entraîneur d'air est indiquée par EA. Ils sont décrits dans les références [Baroghel-Bouny, 1999 ; Baroghel-Bouny et De Larrard, 2000b ; Baroghel-Bouny *et al.*, 2000, 2002, 2004].

Les éléments de structure sont des prismes en béton de section trapézoïdale (épaisseur égale à 400 mm à la base pour 200 mm au sommet), de hauteur 0,95 m et de longueur 1 m, présentant un talon (800 mm × 200 mm) pour assurer leur stabilité (voir Figure 2.2). Ces éléments sont renforcés sur environ la moitié de leur volume, de manière à laisser une partie disponible pour le carottage. Les plans d'armatures sont présentés dans [AFGC, 2004].

Figure 2.2 – Vue des éléments BHP 2000 dans le site de La Rochelle.

La forme des éléments et la disposition des armatures permettent d'obtenir des zones où l'enrobage en béton des aciers est variable et est compris entre 10 mm et 100 mm. Dans les zones où il est constant (notamment dans les zones pré-fissurées), l'enrobage est fixé selon les exigences réglementaires à :

- 50 mm pour les éléments de structure de La Rochelle et de la Maurienne ;
- 30 mm pour les éléments de structure en région parisienne.

Les éléments sont également équipés d'une barre DIWIDAG (Ø 20 mm). Grâce à une encoche spécialement prévue, la mise en tension de cette barre a provoqué une pré-fissuration locale sur une face (3 fissures transversales). Sur la base de la réglementation et en fonction de la classe d'exposition du site de destination, la largeur des fissures a été fixée aux valeurs suivantes :

- 0,1 mm pour les éléments à La Rochelle ;
- 0,2 mm pour les éléments en Maurienne ;
- 0,3 mm pour les éléments d'essai en Île-de-France.

Le but de cette pré-fissuration était d'accélérer la dégradation dans la zone concernée de l'élément de structure, et il s'agissait d'une fissuration ciblée puisque les largeurs de fissures évoluent avec les charges.

Les caractéristiques des trois sites sont résumées ci-dessous :

- Île-de-France (site de Melun, département de Seine-et-Marne à l'est de Paris) : il s'agit d'un site au climat tempéré situé en zone périurbaine. Sur ce site, la température et l'humidité relative (HR) moyennes annuelles sont relativement constantes : entre 11,3 et 11,9 °C pour la température, et entre 77 et 80 % pour l'humidité relative ;
- La Rochelle (au pied de la tour Saint-Nicolas) : c'est un site marin situé en zone de marée. Les éléments sont « secs » à marée basse, et complètement submergés à marée haute.

L'humidité relative moyenne annuelle est également relativement constante entre 76 et 79 % HR et la température moyenne annuelle de l'ordre de 13,5 °C ;

- la Maurienne (entre Saint-Michel-de-Maurienne et Pratz, le long de la RN6) : c'est un site montagneux situé à 850 m d'altitude, soumis à des cycles de gel–dégel. Le site est classé en zone de gel sévère. Les températures annuelles moyennes varient entre 7,5 et 8,8 °C. Les éléments sont recouverts de neige environ 30 jours dans l'année, entre les mois de novembre et avril. L'utilisation des sels de déverglaçage pour la chaussée se déroule sur une période de 6 mois, également entre les mois de novembre et d'avril. Les éléments d'essai sont placés le long de la route à 0,80 m derrière le garde-corps.

Ces éléments d'essai n'ont pas fait l'objet d'une cure et ont été installés sur les 3 sites à l'âge d'au moins 28 jours.

3.1.1.2. Historique des travaux et état actuel

Dans le but de prévenir la corrosion des armatures du béton, les indicateurs de durabilité : porosité accessible à l'eau, perméabilité aux gaz et coefficient de migration des ions chlorure ont été quantifiés sur la gamme des bétons étudiés.

Le lecteur pourra se référer notamment aux références [Baroghel-Bouny *et al.*, 2002, 2004] pour des informations plus détaillées en relation avec les procédures expérimentales appliquées ou à l'analyse de l'ensemble des résultats obtenus dans le cadre de cette étude.

Les valeurs moyennes des indicateurs suivants :

- la porosité accessible à l'eau (p_{eau}) après stockage dans l'eau pendant 28 jours,
- la perméabilité aux gaz k_{gaz} après stockage dans l'eau pendant 28 jours et préconditionnement,
- le coefficient de diffusion des chlorures mesuré par un test de migration sous champ électrique en régime non stationnaire (D_{rcm}) au bout de 28 jours après stockage dans l'eau,

mesurées en laboratoire sur les différents bétons étudiés sont reportées dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7 – Valeurs moyennes des indicateurs de durabilité mesurées sur des carottes après 28 jours de conservation dans l'eau, et durabilité potentielle.

Béton	Rapport E/C	Rapport E/liant	$f_{cmoy,28j}$ [MPa]	Porosité à l'eau [%]	k_{gaz} [10^{-18} m^2]	D_{rcm} [10^{-12} m^2·s^{-1}]	Durabilité potentielle (globale)
M25CV-EA	0,84	0,67	20,5	16,4	390	5,8	
M25CV	0,96	0,77	23,5	15,7	206	9,5	
M25	0,84	0,84	24,5	16,1	978	30,0	
M25-EA	0,70	0,70	26,8	13,7	148	22,4	
M30CV	0,74	0,52	48,5	12,8	54	1,7	
M50CV-EA	0,45	0,36	49,0	14,3	271	1,5	
M50-EA	0,39	0,39	49,5	13,3	272	5,5	
M50CV	0,56	0,45	53,0	15,0	89	1,8	

Béton	Rapport E/C	Rapport E/liant	$f_{cmoy,28j}$ [MPa]	Porosité à l'eau [%]	k_{gaz} [10^{-18} m²]	D_{rcm} [10^{-12} m²·s^{-1}]	Durabilité potentielle (globale)
M50	0,48	0,48	55,5	14,7	69	8,7	
M75FS-EA	0,34	0,32	67,0	10,3	347	0,7	
M75-EA	0,27	0,27	68,5	10,7	782	3,5	
M75	0,32	0,32	75,0	11,4	106	5,6	
M75FS	0,38	0,36	85,5	10,0	167	0,8	
M100FS	0,33	0,30	109,0	8,4	17	0,3	
M120FS	0,26	0,23	127,5	7,4	43	0,04	

CV = cendres volantes EA = entraîneur d'air FS = fumée de silice

Il est possible de comparer les valeurs des indicateurs mesurés avec les classes de durabilité « potentielle » (très faible, faible, moyenne, élevée et très élevée) proposées dans la référence [AFGC, 2004].

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

La durabilité « potentielle » globale des différents bétons étudiés dans le cadre du Projet National « BHP 2000 », évaluée sur la base de la combinaison (à poids équivalent) des trois indicateurs de durabilité (porosité, k_{gaz} et D_{rcm}) est présentée dans le Tableau 2.7. Selon cette qualification, on peut souligner l'excellente qualité des BHP, la plupart d'entre eux présentant une durabilité « potentielle » élevée. Certains bétons C60 ont une durabilité « potentielle » moyenne, tandis que les BHP avec des fumées de silice telles que $f_{cmoy,28j}$ > 90 MPa (BTHP) ont une durabilité « potentielle » plutôt très élevée.

L'incorporation d'un entraîneur d'air dans la composition des BHP augmente significativement la connectivité du réseau de pores. Cependant, seule la perméabilité aux gaz est augmentée par cet effet. L'effet négligeable observé sur le coefficient de diffusion des chlorures semble indiquer que la présence de bulles d'air entraîné ne nuira pas à la protection des armatures (attention, le rapport eau sur ciment du mélange avec entraîneur d'air a été ajusté pour conserver la même résistance à la compression). La carbonatation et la pénétration des chlorures ou de l'oxygène dans le béton sont en effet gouvernées par des processus de diffusion (ou d'absorption capillaire en conditions non saturées, dans le cas des chlorures).

3.1.1.3. Investigations réalisées dans le cadre du projet PerfDuB

Dans le cadre du Projet National PerfDuB, des mesures à l'âge de 19 ans ont été programmées sur les éléments de structure du Projet National « BHP 2000 ». Les mesures ont été réalisées sur des carottes prélevées, après découpe, sur une sélection de matériaux parmi les 15 bétons de résistance moyenne à la compression variant entre 20 et 125 MPa.

Les valeurs de porosité accessible à l'eau mesurées par pesée hydrostatique en Île-de-France, La Rochelle et Maurienne (côté route E et côté versant I) à l'âge de 19 ans sont reportées en Figure 2.3, pour les bétons M25, M30CV, M50 et M75FS.

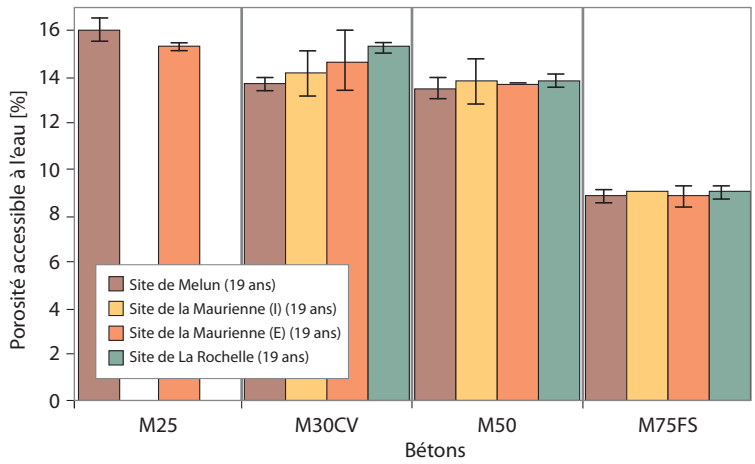


Figure 2.3 – Porosité accessible à l'eau mesurée par pesée hydrostatique dans la zone interne des carottes (valeurs moyennes et écart-type), après 19 ans d'exposition sur les différents sites : (E) côté route (exposé aux sels de déverglaçage), (I) côté talus.

La Figure 2.3 montre que des valeurs très proches de porosité (mesurée en zone interne) sont obtenues sur les sites de Melun (Île-de-France), de La Rochelle et de Maurienne après 19 ans d'exposition, notamment dans le cas des éléments de structure M50 et M75FS dont l'épaisseur, influencée par les conditions environnementales et en particulier par la dessiccation, est très mince.

Les résultats de profondeurs de carbonatation obtenus sur les sites d'Île-de-France, de La Rochelle et de Maurienne (côtés E et I), à l'âge de 19 ans, sont présentés sur la Figure 2.4. Pour une composition donnée (sans entraîneur d'air), les valeurs obtenues sur les sites d'Île-de-France et de Maurienne sont proches, alors que celles enregistrées sur le site de La Rochelle sont systématiquement inférieures. Cette tendance a d'ailleurs été observée à chaque échéance. Ceci résulte probablement du fait que les cycles de marée sur ce site (et en particulier les périodes de submersion des corps d'épreuve) réduisent le temps d'exposition au CO_2 atmosphérique. Ils gênent de plus la progression de ce CO_2 gazeux dans le réseau poreux des matériaux en imposant un taux de saturation élevé. Des taux de saturation élevés ont effectivement été mesurés systématiquement sur les différents bétons du site de La Rochelle.

La Figure 2.4 montre également que la profondeur de carbonatation est globalement bien classée en fonction de la résistance à la compression mesurée en laboratoire à 28 jours (la profondeur diminue lorsque la résistance mécanique augmente). La série M25 et le béton M30CV sont fortement carbonatés, tandis que les bétons M50 et le BHP restent très peu carbonatés après 19 ans d'exposition.

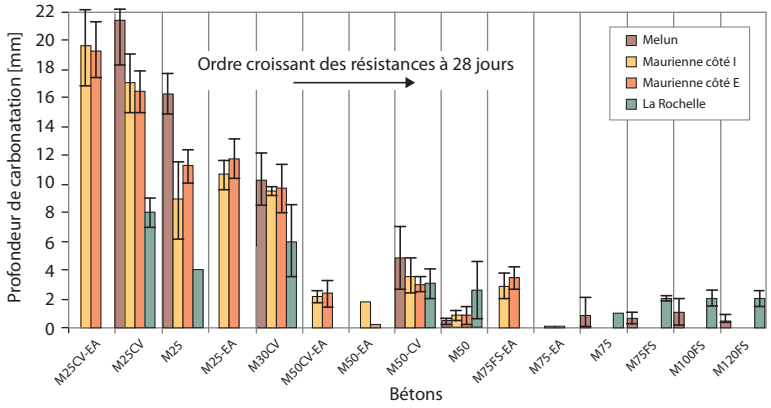
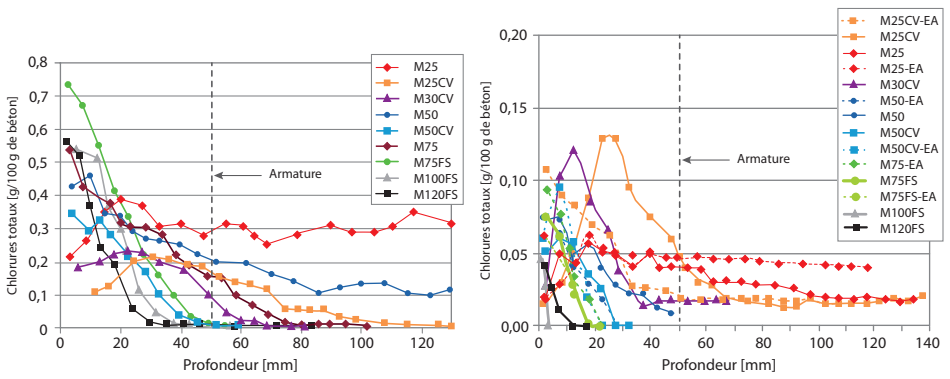


Figure 2.4 – Comparaison des profondeurs de carbonatation (valeurs moyennes et barres d'erreur) mesurées avec la phénolphthaléine sur les carottes extraites des corps d'épreuve, après 19 ans : (E) côté route (exposé aux sels de déverglaçage), (I) côté talus.

Le M30CV se carbonate significativement *in situ*, alors qu'il présente de très bonnes propriétés de durabilité mesurées en laboratoire [Baroghel-Bouny *et al.*, 2002]. On notera néanmoins que la carbonatation du M30CV est « immédiate ». Il n'y a quasiment pas d'évolution après le premier point de mesure, quel que soit le site considéré [Baroghel-Bouny *et al.*, 2004]. Cette carbonatation importante et immédiate est essentiellement le résultat de l'absence de cure, particulièrement préjudiciable en présence de fortes quantités de cendres volantes. Le M50CV est, de même, nettement plus carbonaté que les autres bétons de même classe mais sans cendres (M50 et M50EA) et que ce qui était prévisible sur la base de sa résistance mécanique mesurée sur les corps d'épreuve à l'échéance d'un an [Baroghel-Bouny *et al.*, 2004].

Les profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les échantillons prélevés sur les éléments d'essai des sites de La Rochelle et de Maurienne (côtés E) au bout de 19 ans sont présentés respectivement sur la Figure 2.5 a et la Figure 2.5 b. Les concentrations en chlorures totaux sont exprimées en g pour 100 g d'échantillon de béton.



(a) Site de La Rochelle (b) Site de Maurienne (face E)

Figure 2.5 – Profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur des échantillons prélevés dans les corps d'épreuve, après 19 ans d'exposition.

Sur le site de La Rochelle, tous les BHP présentent un profil monotone décroissant, avec une concentration très forte en surface (ceci indique en fait un pic localisé au voisinage de la surface) (cf. Figure 2.5 a). Ceci résulte de l'accumulation des chlorures à l'endroit où a lieu l'évaporation, après séchage (à marée basse). Toutefois, la pénétration des chlorures reste très limitée dans les BHP (la concentration reste inférieure à 0,01 g pour 100 g de béton au-delà de la profondeur e = 50 mm).

Les profils relatifs aux bétons ordinaires du site de La Rochelle sont nettement plus étalés et présentent pour la plupart un maximum situé à distance de la surface (cf. Figure 2.5 a), témoignant de l'influence des cycles d'humidification–séchage jusqu'à cette profondeur (significative). Ces matériaux ont en effet des tailles de pores nettement plus grandes (que celles des BHP) permettant, à chaque cycle de séchage, une désaturation des pores sur une plus grande épaisseur (que dans le cas des BHP) et une évaporation à distance de la surface, et, lors de l'humidification consécutive, une pénétration des ions chlorure par capillarité dans la zone préalablement désaturée. Cette absorption capillaire s'arrête au niveau du « front » de séchage. L'absorption capillaire permet une pénétration des chlorures beaucoup plus rapide et nettement plus importante que dans le cas d'une diffusion [Baroghel-Bouny *et al.*, 2013].

Les résultats obtenus sur les bétons M50CV et M30CV illustrent l'efficacité des formules avec cendres volantes pour limiter la pénétration des ions, lorsque l'hydratation du ciment et la réaction pouzzolanique entre les cendres et la portlandite ont pu avoir lieu dans de bonnes conditions (donc au-delà d'une certaine profondeur). En effet, dans les bétons M50CV et M30CV, au-delà du pic (s'il y en a un), la concentration en chlorures décroît très significativement en fonction de la profondeur. Le lecteur pourra se reporter à la référence [Baroghel-Bouny *et al.*, 2002] pour les explications relatives à cette observation.

Sur le site de la Maurienne, côté chaussée (E), les concentrations en chlorures totaux mesurées à l'âge de 19 ans à une profondeur donnée restent nettement inférieures à celles enregistrées sur le site de La Rochelle (cf. Figure 2.5 a et Figure 2.5 b). Ces résultats sont cohérents avec la littérature qui montre toujours les zones de marnage comme générant les plus fortes pénétrations de chlorures. Les profils obtenus sur les différents bétons ordinaires ont des allures similaires, avec la présence d'un pic très marqué, ainsi que ceux des BHP (de type monotone décroissant, avec une pente très raide). Excepté pour la gamme des M25 pour laquelle on enregistre la présence de chlorures au-delà d'une profondeur x = 70 mm, la pénétration des chlorures est très localisée (la concentration est nulle au-delà d'une profondeur x = 40 mm). On notera la particulièrement faible pénétration des chlorures dans les BHP.

Les profils de concentration obtenus sur les deux sites mettent en évidence la plus faible pénétration des ions chlorure dans les BHP, en particulier dans les bétons M100FS et M120FS.

3.1.1.4. Conclusions tirées

De nombreux résultats expérimentaux, obtenus en laboratoire et *in situ* dans différentes conditions d'exposition, sont ainsi disponibles, notamment en ce qui concerne les performances à moyen terme des bétons de composition connue (en particulier BHP et béton avec cendres volantes).

Cette base de données, qui permet notamment de suivre l'évolution des caractéristiques microstructurales et des propriétés de durabilité des bétons à moyen terme, sera utile pour les recherches futures et pour la modélisation. En particulier, ces données permettront d'alimenter et de valider des modèles physiques analytiques ou numériques de prédiction de la carbonatation et de la pénétration des chlorures.

De même, l'analyse de ces données pourra fournir des éléments utiles pour optimiser les procédures de cure des ouvrages en béton (notamment pour les formules avec cendres volantes) en fonction de l'ensemble [formule du béton – géométrie de la structure – conditions aux limites (i.e. environnementales)], afin d'obtenir une bonne qualité du béton de la zone superficielle permettant d'assurer une barrière efficace contre la pénétration des agents agressifs.

3.1.2. Pont Vasco de Gama

3.1.2.1. Présentation du pont

Figure 2.6 – Vue générale du pont Vasco de Gama.

Situé à Lisbonne au Portugal, construit entre février 1995 et mars 1998, le pont Vasco de Gama mesure 17,2 km de long, ce qui en fait le plus long pont d'Europe, dont 9 km enjambent l'estuaire du Tage (Figure 2.6). Il est composé de 8 ponts architecturaux distincts qui sont, du nord au sud :

- accès nord : deux échangeurs reliant le pont au réseau autoroutier ;
- viaduc nord : tablier en dalles nervurées réalisé en place sur étaiement (488 m, 11 piles constituées de colonnes fondées sur pieux) ;
- viaduc de l'Exposition : tablier constitué de deux poutres caissons construites en encorbellement par assemblage de voussoirs préfabriqués (672 m, 13 piles constituées de 2 colonnes fondées sur pieux) ;
- pont principal : tablier haubané à poutres latérales en béton précontraint et entretoises métalliques construit en place (824 m de longueur totale avec une travée centrale de 420 m, deux pylônes sur caissons, 6 piles constituées de 2 colonnes fondées sur pieux) ;
- viaduc central : tablier constitué de deux poutres caissons préfabriquées par travées entières (6 531 m, 81 piles de 2 colonnes fondées sur pieux battus) ;

- viaduc sud : tablier en dalles nervurées réalisé en place par travées entières (3 825 m, 84 alignements de 4 colonnes fondées sur pieux) ;
- accès sud : plateforme autoroutière et échangeurs (3 900 m).

Le pont Vasco de Gama est un ouvrage exceptionnel pour lequel une durée de vie de 120 ans a été requise comme critère essentiel du cahier des charges fixé lors de sa construction. C'est ainsi l'un des premiers ouvrages à avoir fait l'objet d'une approche performantielle de la durabilité de ses bétons [Martinet, 1999 ; Houdusse *et al.*, 2000 ; Martinet et Linger, 2005 ; Ammouche *et al.*, 2012]. Du fait de sa situation géographique dans l'estuaire du Tage, la durabilité des bétons soumis à l'environnement marin agressif (XS2 et XS3) a été une préoccupation majeure lors de la conception de cet ouvrage ; la corrosion des armatures induite par la pénétration des chlorures étant l'une des principales causes de dégradation possible identifiée.

3.1.2.2. Historique des travaux et état actuel

Des études spécifiques ont donc été menées en amont du chantier par l'entreprise Vinci Construction Grands Projets, conjointement avec le LERM, dans le but de caractériser les paramètres de durabilité des différentes compositions de bétons prédéfinies et d'alimenter l'outil de prévision de pénétration des chlorures (logiciel du LERM), afin de définir les conditions d'atteinte de la durée de vie escomptée de 120 ans, et ce pour les différents cas d'exposition (zones d'immersion, marnage/aspersion et aérienne) [Martinet, 1999 ; Houdusse *et al.*, 2000 ; Martinet et Linger, 2005]. Les témoins de durée de vie obtenus sur cet ouvrage après mise en service ont permis d'affiner les données d'entrée (prise en compte des caractéristiques réelles des bétons) et de vérifier la prévision du modèle et d'améliorer celui-ci.

Au cours des études menées, différents indicateurs de durabilité ont été mesurés (porosité accessible à l'eau, perméabilité aux gaz, coefficient apparent de diffusion des chlorures, perméabilité aux ions chlorure). Ces mesures ont été réalisées sur éprouvettes de laboratoire, ensuite sur éprouvettes de chantier et enfin sur des échantillons de béton prélevés sur ouvrage.

Le pont Vasco de Gama a également fait l'objet d'un programme de suivi de durabilité de plusieurs parties de l'ouvrage situées en zone de marnage/aspersion et en zone aérienne. Ce suivi a notamment permis de mesurer des indicateurs de durabilité du béton de l'ouvrage ainsi que des témoins de durée de vie entre quelques mois et environ 18 ans après la construction de l'ouvrage.

Les dosages en ciment (CEM I ou CEM IV PM ES) ont tous été supérieurs ou égaux à 400 kg/m^3 et les rapports eau efficace/liant équivalent compris entre 0,33 et 0,42.

Les seuils des indicateurs de durabilité retenus dans le cadre du projet figurent dans le Tableau 2.8.

Tableau 2.8 – Critères pour les indicateurs de durabilité à la construction.

Propriétés	Critères
Perméabilité à l'oxygène (AFPC-AFREM) [AFPC-AFREM, 1998]	< 1×10^{-17} m^2 à 90 jours
Coefficient de diffusion des chlorures (méthode Tang-Luping) [Tang et Nilsson, 1992 ; Tang et Sorensen, 2001]	< 1×10^{-12} m^2/s à 90 jours
Perméabilité aux ions chlorure (essai AASHTO, ASTM C1202)	< 1 000 coulombs à 90 jours

À noter que les essais retenus à l'époque de la construction diffèrent sensiblement des essais retenus dans le cadre du projet PerfDuB.

Le présent rapport fournit une synthèse des principales données existantes d'indicateurs de durabilité de deux formules : béton des caissons préfabriqués situés à la base des piles du viaduc central, et béton des colonnes du viaduc sud. Ces données sont complétées par les profils en chlorures (libres et totaux) mesurés en zone de marnage de ces deux ouvrages (classe d'exposition XS3).

a) Caissons préfabriqués à la base des piles du viaduc central (zone de marnage XS3)

La Figure 2.7 présente une photo d'une partie du viaduc central et une photo de la zone de marnage d'un caisson préfabriqué.

Figure 2.7 – Vue générale du viaduc central (à gauche) et vue de la zone de marnage d'un caisson préfabriqué (à droite).

La formulation (GS3) du béton utilisé pour ces caissons est présentée dans le Tableau 2.9.

Tableau 2.9 – Composition du béton GS3.

Constituants	Dosage [kg/m³]
CEM I 42,5 PM (Secil)	360
Cendres volantes	80
Gravillons 15/25 (Galo)	578
Gravillons 5/15 (Galo)	484
Sable roulé (Silva)	808
Eau efficace	150
Eau efficace/liant total	0,34

Les mesures des indicateurs de durabilité réalisées par le LERM à la construction, puis à 17 et 43 mois sur les caissons, sont présentées au Tableau 2.10.

Tableau 2.10 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction et à 17 et 43 mois.

	Éprouvettes de chantier	Premiers carottages sur ouvrage (17 mois)	Seconds carottages sur ouvrage (43 mois)
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	3,4	0,8	0,2
Porosité accessible à l'eau [%]	12,4*	10,7	10,6
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	58*	11	40
Perméabilité aux ions chlorure selon essai AASHTO [coulomb]	5 100*	–	–
Perméabilité aux ions chlorure selon essai AASHTO à 90 jours [coulomb]	1 700	500	–

* Valeurs mesurées à 28 jours.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Selon le guide AFGC de 2004 [AFGC, 2004], le béton des caissons des piles du viaduc central est globalement d'une durabilité élevée, avec cependant un bémol sur la porosité à l'eau qui est moyenne à élevée.

Des mesures du coefficient de diffusion des chlorures ont continué à être faites au cours du temps sur les caissons ; le Tableau 2.11 suivant en présente les résultats.

Tableau 2.11 – Valeurs du coefficient apparent de diffusion des chlorures selon l'âge (béton GS3).

Âge [mois]	Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]
1	2,0
6	1,5
17	0,8
31	0,4
45	0,2
57	0,1
117	0,2
165	0,1

La loi d'évolution du coefficient apparent de diffusion des chlorures en fonction du temps issue des différentes mesures sur la formule de béton GS3 est la suivante :

- $D_{rcm}(t) = 2 \times 10^{-12} e^{-0,0527t}$ pour $t < 60$ mois ;
- $D_{rcm} = 0,10 \times 10^{-12}$ m^2/s pour $t \geq 60$ mois.

Cette loi est reportée sous forme graphique sur la Figure 2.8. Elle permet d'évaluer le coefficient de vieillissement en se basant sur la loi décrite au § 2.3 ; celui-ci est ainsi de 0,7 entre 1 et 60 mois où il est considéré comme stabilisé.

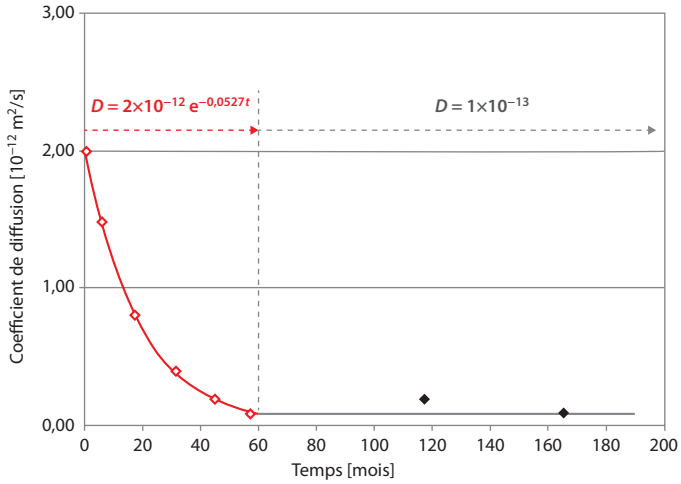


Figure 2.8 – Évolution du coefficient apparent de diffusion des bétons – Loi des bétons du viaduc central.

Des mesures relatives aux témoins de durée de vie, en l'occurrence ici la pénétration des chlorures, ont également été effectuées par le LERM sur les caissons 38 et 55 en 2009 et en 2016 (à 213 mois).

En 2009, des mesures de pénétration des chlorures ont été effectués par le LERM sur 3 zones Z1 à Z3 du caisson 38 et la zone Z25 du caisson 55. Les Figures 2.9 à 2.12 présentent la position des zones et des photos des zones prises en 2009.

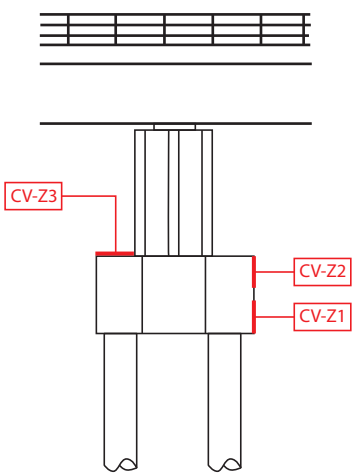


Figure 2.9 – Position des zones Z1 à Z3 sur le caisson 38.

Figure 2.10 – Vue des zones Z1 et Z2 en 2009.

Figure 2.11 – Vue de la zone Z25 du caisson 55 en 2005.

Figure 2.12 – Vue de la zone Z25 du caisson 55 en 2009.

Les résultats des mesures de pénétration des chlorures (totaux et libres) effectuées en 2009 dans les différentes zones des caissons 38 et 55 sont reportées sur les Figures 2.13 à 2.16.

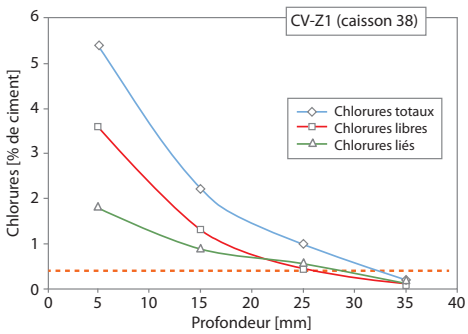


Figure 2.13 – Pénétration des chlorures totaux, libres et liés mesurée en 2009 dans la zone Z1 (caisson 38).

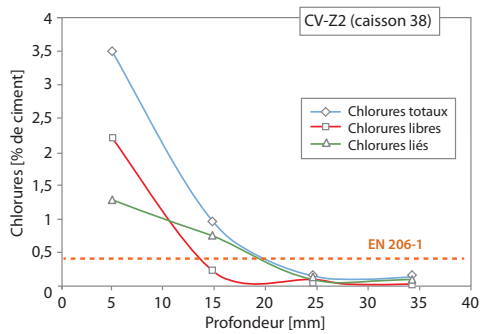


Figure 2.14 – Pénétration des chlorures totaux, libres et liés mesurée en 2009 dans la zone Z2 (caisson 38).

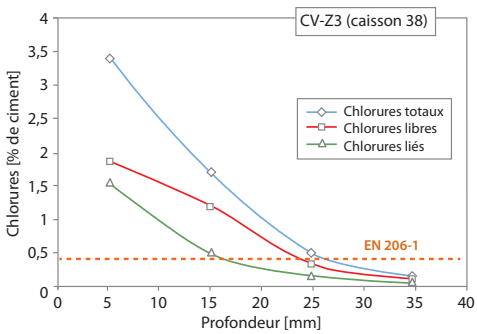


Figure 2.15 – Pénétration des chlorures totaux, libres et liés mesurée en 2009 dans la zone Z3 (caisson 38).

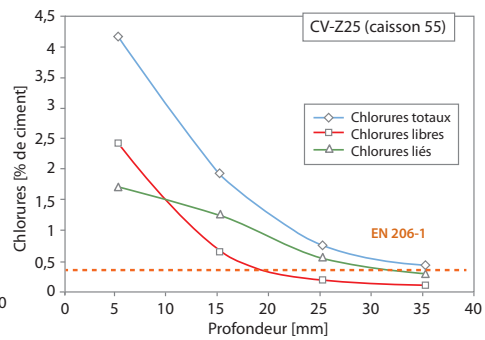


Figure 2.16 – Pénétration des chlorures totaux, libres et liés mesurée en 2009 dans la zone Z25 (caisson 55).

Les résultats des mesures réalisées en 2013 (à l'âge de 213 mois) sont reportés dans le Tableau 2.12 suivant.

Tableau 2.12 – Profils de chlorures mesurés dans la zone de marnage sur deux caissons du viaduc central en 2013 (à 213 mois).

	Caisson 38			Caisson 55		
Profondeur	**Chlorures [% massique/liant]***					
	totaux	**libres**	**liés**	**totaux**	**libres**	**liés**
0–10 mm	7,00	5,40	1,60	5,56	4,00	1,56
10–20 mm	3,56	1,94	1,62	2,27	1,08	1,19
20–30 mm	1,03	0,22	0,81	0,22	0,05	0,16
30–40 mm	0,16	0,00	0,16	0,11	0,05	0,05

* Calculés en considérant une masse volumique apparente (AFREM) ρ_d = 2 350 kg/m^3 et un dosage en liant de 440 kg/m^3.

Si les chlorures ont bien progressé dans la tranche 0–10 mm, les profondeurs maximales de pénétration des chlorures ont globalement peu évolué entre 2009 et 2013. La teneur en chlorures libres (responsables de l'amorçage de la corrosion) est supérieure à la limite de 0,4 % (seuil donné par la norme EN 206-1) jusqu'aux profondeurs de 20 à 25 mm pour le caisson 38 et 20 mm pour le caisson 55.

Pour les mesures opérées à 213 mois, on constate que les chlorures liés qui sont égaux à 25 % des chlorures totaux dans la tranche 0–10 mm atteignent 50 % dans la tranche 10–20 mm, et même 75 % des chlorures totaux dans la tranche 20–30 mm, ce qui est considérable.

Le Tableau 2.13 présente une estimation de la teneur en chlorures libres et totaux en surface du béton par extrapolation des profils en chlorures expérimentaux à 213 mois.

Tableau 2.13 – Teneurs en chlorures totaux et libres estimées en surface du béton des caissons 38 et 55 (condition limite).

	Caisson 38	Caisson 55
	% massique/liant	
Teneur en chlorures totaux estimée en surface – C_{st}	8,4	7,0
Teneur en chlorures libres estimée en surface – C_{sf}	7,0	5,3

En juin 2009, les indicateurs de durée de vie mesurés sont les suivants :

- les profondeurs de carbonatation sont de 1 mm pour les deux caissons ;
- les potentiels d'électrode minimums mesurés (électrode Cu/$CuSO_4$) sont de – 270 mV pour le caisson 38 et de – 240 mV pour le caisson 55, indiquant une faible probabilité de corrosion active ;
- les enrobages moyens sont de 45 mm pour le caisson 38 et de 55 mm pour le caisson 55 (pour un enrobage théorique de 70 mm).

Du point de vue de l'inspection, et comme le montrent les photos 2.10 à 2.12, il n'y a pas de désordre annonciateur de corrosion sur ces 2 caissons. Sur l'ensemble des caissons, les rares zones de corrosion active sont toutes situées au niveau des angles des caissons, pour lesquels des sous-enrobages ont été mis en évidence.

b) Colonnes des piles du viaduc sud (zone de marnage XS3)

La Figure 2.17 montre une photo des piles supportant le tablier du viaduc sud.

Figure 2.17 – Vue des colonnes des piles du viaduc sud.

La formulation (IN3) du béton utilisé pour ces colonnes est reportée dans le Tableau 2.14.

Tableau 2.14 – Formule du béton IN3 des colonnes.

Constituants	Dosage [kg/m^3]
CEM IV 32,5 (CIMPOR) (teneur en cendres volantes 25 %)	430
Cendres volantes	–
Gravillons 15/25 (Sobr.)	460
Gravillons 5/15 (Sobr.)	535
Sable roulé (Sulin)	415
Sable concassé (Sobr.)	418
Eau efficace	145
Eau efficace/liant total	0,34

Les mesures des indicateurs de durabilité réalisées à la construction, puis à 6 mois, 18 mois et 29 mois sur les colonnes des piles du viaduc sud, sont présentées dans le Tableau 2.15.

Tableau 2.15 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction et à 6, 18 et 29 mois.

	Éprouvettes de laboratoire	Éprouvettes de chantier	Premiers carottages sur ouvrage (6 mois)	Deuxièmes carottages sur ouvrage (18 mois)	Troisièmes carottages sur ouvrage (29 mois)
Coefficient de diffusion apparent des chlorures à 28 jours [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	–	1,5	1,1	1,0	0,7
Coefficient de diffusion apparent des chlorures à 90 jours [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	0,5	0,52	–	–	–
Coefficient de diffusion apparent des chlorures à 180 jours [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	0,14	0,22	–	–	–
Porosité accessible à l'eau à 28 jours [%]	11,9	12,9	13,6	12,8	13,9
Perméabilité aux gaz à 28 jours [10^{-18} m^2]	< 10	32	48	20	7
Perméabilité aux ions chlorure selon essai AASHTO à 28 jours [coulomb]	4 410*	3 490*	950	500	–
Perméabilité aux ions chlorure selon essai AASHTO à 90 jours [coulomb]	1 570	–	–	–	–
Perméabilité aux ions chlorure selon essai AASHTO à 180 jours [coulomb]	840	–	–	–	–

* Mesures à 28 jours.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Selon le guide AFGC de 2004 [AFGC, 2004], le béton des colonnes des piles du viaduc sud est globalement d'une durabilité élevée à très élevée, avec cependant un bémol sur la porosité à l'eau qui est moyenne.

Des mesures du coefficient de diffusion des chlorures ont continué à être faites au cours du temps sur les colonnes ; le Tableau 2.16 suivant en présente les résultats.

Tableau 2.16 – Valeurs du coefficient apparent de diffusion des chlorures en fonction de l'âge (formule IN3).

Âge [mois]	Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]
1	2,0
6	1,5
18	1,0
29	0,7
43	0,5
117	0,4
165	0,23

Bien que la loi d'évolution du coefficient de diffusion en fonction du temps obtenue à partir des différentes mesures sur la formule de béton IN3 n'apparaisse pas avoir atteint une asymptote à l'issue des 165 mois, celle-ci est approximativement la suivante :

- $D_{rcm}(t) = 2\times10^{-12}\,e^{-0{,}0322t}$ pour $t < 60$ mois ;
- $D_{rcm} = 0{,}30\times10^{-12}$ m^2/s pour $t \geq 60$ mois.

Cette loi est représentée sur la Figure 2.18 ; elle permet d'évaluer un « coefficient de vieillissement » en se basant sur la loi décrite au § 2.3 ; celui-ci est ainsi de 0,46 entre 1 et 60 mois en le supposant stabilisé.

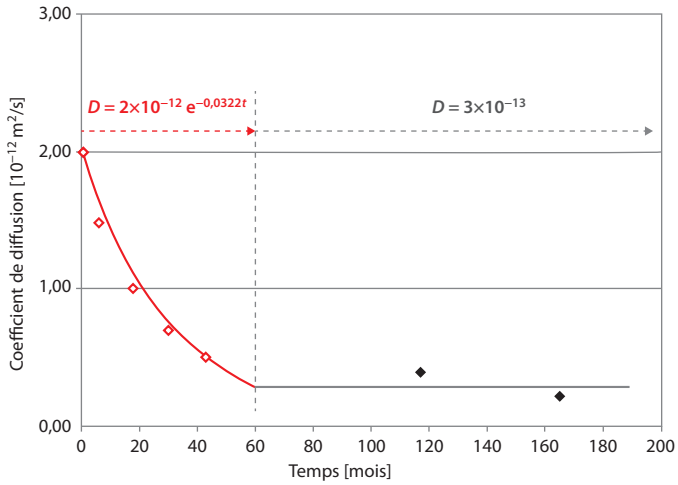


Figure 2.18 – Évolution du coefficient de diffusion des bétons – Loi des bétons du viaduc sud.

Des mesures relatives aux témoins de durée de vie, en l'occurrence ici la pénétration des chlorures, ont également été effectuées par le LERM sur la colonne 45A en 2009 et en 2013 (à l'âge de 213 mois). Les Figures 2.19 à 2.21 présentent la position de la zone Z21 sur la colonne 45A, une photo de cette zone prise en 2009 et les résultats des mesures de pénétration des chlorures effectuées en 2009.

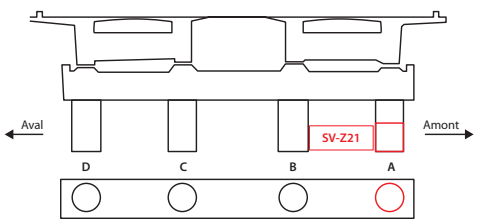


Figure 2.19 – Position de la zone Z21 (pile 45).

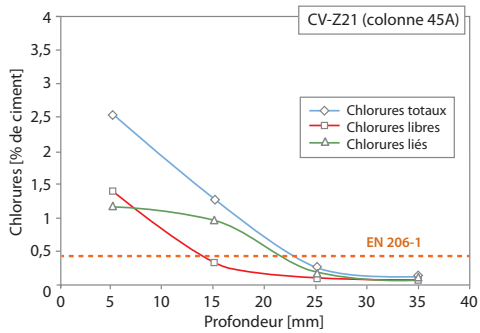


Figure 2.20 – Pénétration des chlorures totaux, libres et liés mesurée en 2005 dans la zone Z21.

Figure 2.21 – Vue de la zone Z21 de la colonne 45A en 2009.

Des mesures relatives aux témoins de durée de vie, en l'occurrence ici la pénétration des chlorures, ont également été effectuées par le LERM sur la colonne 45A en 2013 à 213 mois. Les résultats sont reportés dans le Tableau 2.17.

Tableau 2.17 – Profils en chlorures mesurés en zone de marnage sur une colonne du viaduc sud à 213 mois.

	Colonne 45A		
Profondeur	Chlorures [% massique/liant]*		
	totaux	libres	liés
0–10 mm	4,10	2,86	1,24
10–20 mm	2,59	1,08	1,51
20–30 mm	0,76	0,16	0,59
30–40 mm	0,16	0,11	0,05

* Calculés en considérant une masse volumique apparente (AFREM) ρ_d = 2 350 kg/m^3 et un dosage en liant de 440 kg/m^3.

Si les chlorures ont bien progressé dans les tranches 0–10 mm et 10–20 mm, les profondeurs maximales de pénétration des chlorures ont globalement peu évolué entre 2009 et 2016. La teneur en chlorures libres (responsables de l'amorçage de la corrosion) est supérieure à la limite de 0,4 % (seuil donné par la norme EN 206-1) jusqu'aux profondeurs de 20 à 25 mm.

À 213 mois, on constate que les chlorures liés qui sont égaux à 30 % des chlorures totaux dans la tranche 0–10 mm atteignent 60 % dans la tranche 10–20 mm, et même 75 % des chlorures totaux dans la tranche 20–30 mm, ce qui est considérable.

Le Tableau 2.18 présente une estimation de la teneur en chlorures libres et totaux en surface du béton par extrapolation des profils en chlorures expérimentaux à 213 mois.

Tableau 2.18 – Teneurs en chlorures totaux et libres estimées en surface du béton de la colonne 45A (condition limite).

	Colonne 45A [% massique/liant]
Teneur en chlorures totaux estimée en surface – C_{st}	5,2
Teneur en chlorures libres estimée en surface – C_{sf}	3,8

En juin 2009, les indicateurs de durée de vie mesurés sur la colonne 45A sont les suivants :

- les profondeurs de carbonatation sont comprises entre 1 et 2 mm ;
- les potentiels d'électrode minimum mesurés sont de – 320 mV, indiquant une faible probabilité de corrosion active ;
- les enrobages moyens sont de 70 mm (pour un enrobage théorique de 70 mm).

Du point de vue de l'inspection, certaines colonnes du viaduc sud montrent une microfissuration de très faible ouverture correspondant à un faïençage à maille centimétrique ou décimétrique. Une expertise minéralogique menée par le LERM a conclu que le dosage en ciment des bétons était globalement conforme à celui de la formulation théorique (dosage en ciment de l'ordre de 430 kg/m^3), mais que les rapports pondéraux eau efficace/ciment étaient légèrement supérieurs à la valeur théorique de 0,34 et que ces bétons n'étaient affectés par aucune pathologie d'origine physico-chimique (alcali-réaction, réaction sulfatique, etc.). En conséquence, il est fort probable que la fissuration superficielle affectant certaines des colonnes, et formant des motifs de faïençage, résulte d'un phénomène de retrait du béton. Aucun désordre dû à la corrosion n'est donc apparent.

3.1.2.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Il n'y a pas eu d'investigations complémentaires effectuées dans le cadre de PerfDuB.

3.1.2.4. Conclusions tirées

Le pont Vasco de Gama est un cas particulièrement intéressant car des études spécifiques ont été menées en amont du chantier par l'entreprise Vinci Construction Grands Projets, conjointement avec le LERM, dans le but de caractériser les paramètres de durabilité des différentes compositions de bétons prédéfinies et d'alimenter l'outil de prévision de pénétration des chlorures (logiciel du LERM), afin de définir les conditions d'atteinte de la durée de vie escomptée de 120 ans, et ce pour les différents cas d'exposition (zones d'immersion, marnage/aspersion et aérienne). Au cours des études menées, différents indicateurs de durabilité ont été mesurés (porosité accessible à l'eau, perméabilité aux gaz, coefficient apparent de diffusion des chlorures, perméabilité aux ions chlorure). Ces mesures ont été réalisées sur éprouvettes de laboratoire, ensuite sur éprouvettes de chantier et enfin sur des échantillons de béton prélevés sur ouvrage.

Le pont Vasco de Gama a également fait l'objet d'un programme de suivi de durabilité de plusieurs parties de l'ouvrage situées en zone de marnage/aspersion et en zone aérienne. Ce suivi a notamment permis de mesurer des indicateurs de durabilité du béton de l'ouvrage ainsi que des témoins de durée de vie entre quelques mois et environ 18 ans après la construction de l'ouvrage.

Le présent rapport qui se focalise sur les caissons 38 et 55 des piles du viaduc central et sur la colonne 45A du viaduc sud aboutit globalement aux mêmes conclusions pour ces deux parties d'ouvrage fabriquées avec un béton comportant 18 ou 25 % de cendres volantes (par rapport au poids de ciment ou de liant) :

- selon le guide AFGC de 2004 [AFGC, 2004], le béton des caissons des piles du viaduc central est globalement d'une durabilité élevée et le béton des colonnes du viaduc sud d'une durabilité élevée à très élevée, avec cependant un bémol sur la porosité à l'eau qui correspond à une durabilité moyenne ;
- à partir des différentes mesures du coefficient de diffusion des chlorures opérées sur la formule de béton GS3 des caissons, il a été constaté que ce coefficient diminuait en fonction du vieillissement du béton, et il a été possible de dériver la loi d'évolution du coefficient de diffusion en fonction du temps :
  - $D_{rcm}(t) = 2\times10^{-12}\,e^{-0,0527t}$ pour $t < 60$ mois,
  - $D_{rcm} = 0,10\times10^{-12}$ m^2/s pour $t \geq 60$ mois ;
- la loi d'évolution du coefficient de diffusion en fonction du temps issue des différentes mesures sur la formule de béton IN3 des colonnes est la suivante :
  - $D_{rcm}(t) = 2\times10^{-12}\,e^{-0,0322t}$ pour $t < 60$ mois,
  - $D_{rcm} = 0,3\times10^{-12}$ m^2/s pour $t \geq 60$ mois ;
  - entre 2009 et 2013, si les chlorures ont bien progressé dans les tranches 0–10 mm et 10–20 mm, les profondeurs maximales de pénétration des chlorures ont globalement peu évolué. La teneur en chlorures libres (responsables de l'amorçage de la corrosion) est supérieure à la limite de 0,4 % (seuil donné par la norme EN 206-1) jusqu'aux profondeurs de 20 à 25 mm ;
  - en 2013 (à 213 mois), on constate que les chlorures liés qui sont égaux à 30 % des chlorures totaux dans la tranche 0–10 mm atteignent 60 % dans la tranche 10–20 mm, et même 75 % des chlorures totaux dans la tranche 20–30 mm, ce qui tend à montrer que le pourcentage de chlorures liés augmente avec la profondeur dans le béton ;
- en 2009, les indicateurs de durée de vie qui ont été mesurés sont les suivants :
  - les profondeurs de carbonatation sont de 1 à 2 mm et le risque de corrosion par carbonatation est nul,
  - les potentiels d'électrode minimum indiquent une faible probabilité de corrosion active,
  - les enrobages moyens dans les zones investiguées sont de 45 mm pour les caissons et de 70 mm pour les colonnes (pour un enrobage théorique de 70 mm),
  - l'inspection montre qu'il n'y a pas de désordre annonciateur de corrosion sur les éléments de structure. Sur l'ensemble des caissons, les rares zones de corrosion active sont toutes situées au niveau des angles des caissons, pour lesquels des sous-enrobages ont été mis en évidence.

Les simulations numériques menées par le LERM montrent qu'après 120 ans d'exposition, la teneur en chlorures libres responsables de l'amorçage de la corrosion, sera supérieure à 0,4 % jusqu'à une profondeur d'environ 40 à 50 mm pour les caissons et 55 mm pour les colonnes.

3.1.3. Pont de Rion-Antirion

3.1.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont de Rion-Antirion (Figure 2.22), appelé officiellement le pont Charílaos Trikoúpis, est un pont à haubans qui relie le Péloponnèse à la Grèce continentale entre les deux villes de Rion (près de Patras) et Antirion. D'une longueur totale de 2 883 mètres, le franchissement se compose d'un pont principal multi-haubané d'une longueur de 2 252 mètres (3 travées centrales de 560 m et 2 travées latérales de 286 m) encadré par deux viaducs d'accès :

- au sud, côté Rion, un viaduc en poutres préfabriquées précontraintes de 392 m de long ;
- au nord, côté Antirion, un double viaduc de type bipoutre de 239 m de long.

Figure 2.22 – Vue générale du pont Charílaos Trikoúpis (pont de Rion-Antirion).

Il a été construit entre 1999 et 2004, et ouvert à la circulation en août 2004, peu avant les Jeux Olympiques.

Les 4 piles du pont multi-haubané reposent par environ 60 mètres de profondeur sur un ensemble de 200 inclusions rigides fichées dans le sol meuble. Ces inclusions sont constituées de 200 tubes d'acier de 2 m de diamètre et de 25 à 30 m de long. Ils sont recouverts d'un tapis de gravier de 2,75 m d'épaisseur, capable de supporter les embases des pylônes de 90 m de diamètre et 13 m de hauteur.

La base des pylônes se situe entre 25 et 45 mètres (pour les deux pylônes centraux) au-dessus du niveau de la mer, afin de dégager un gabarit de navigation de 52 mètres au milieu du détroit. Les pylônes s'élèvent de 115 mètres et culminent donc à une hauteur maximale de 160 mètres au-dessus du niveau de la mer.

La partie supérieure de chaque pile est une pyramide inversée d'une hauteur d'environ 15 m avec une base carrée de 38 m de côté. Chaque pylône se compose de quatre jambes inclinées

en béton armé d'une section de 4 m × 4 m, convergeant dans la tête de pylône pour former une structure monolithique.

Le tablier a une largeur de 27,1 m et est constituée par une structure mixte comprenant deux poutres longitudinales de 2,2 m de haut reliées tous les 4 m par des poutres transversales. La dalle supérieure est formée de panneaux préfabriqués en béton armé. Il est suspendu aux pylônes par ses 368 haubans et ressemble à une balancelle géante équipée de bracons amortisseurs reliant le tablier aux piles. Ce système de bracons amortisseurs assure l'amortissement des vibrations sous conditions normales, vent extrême et petits séismes ; en cas de séisme exceptionnel, ces bracons font office de fusibles pour libérer les mouvements du tablier afin de faire travailler les amortisseurs visqueux destinés à absorber l'énergie induite dans le tablier par le séisme de grande ampleur.

C'est donc un ouvrage exceptionnel pour lequel une durée de vie de 120 ans a été requise comme critère essentiel du cahier des charges fixé lors de sa construction entre 1999 et 2004. Du fait de sa situation géographique, dans le golfe de Corinthe, la durabilité des bétons soumis à l'environnement marin agressif a été une préoccupation majeure lors de la conception de cet ouvrage relevant des classes d'exposition XS1 à XS3 ; la corrosion des armatures induite par la pénétration des chlorures étant l'une des principales causes de dégradation possible identifiée.

3.1.3.2. Historique des travaux et état actuel

Des études spécifiques avaient donc été menées en amont du chantier par l'entreprise Vinci Construction GP, conjointement avec le LERM, dans le but de caractériser les paramètres de durabilité des différentes compositions de bétons prédéfinies et d'alimenter l'outil de prévision de pénétration des chlorures (logiciel du LERM), afin de définir les conditions d'atteinte de la durée de vie escomptée de 120 ans, et ce pour les différents cas d'exposition (zones d'immersion, marnage/aspersion et aérienne) [Cussigh *et al.*, 2010 ; Ammouche *et al.*, 2012]. Les témoins de durée de vie obtenus sur cet ouvrage après mise en service ont permis d'affiner les données d'entrée (prise en compte des caractéristiques réelles des bétons), de vérifier la prévision du modèle et d'améliorer celui-ci.

Dans le cadre de ce projet de construction du pont, des mesures d'indicateurs de durabilité (perméabilité aux gaz, coefficient apparent de diffusion des chlorures, perméabilité aux ions chlorure) ont été réalisées sur éprouvettes du site puis sur des échantillons carottés sur maquette de chantier. En effet, dans le cadre d'un programme de suivi de l'ouvrage, un mur sacrificiel en béton armé a été réalisé à proximité de l'une des piles de l'ouvrage afin d'acquérir des témoins de durée de vie (profils en chlorures notamment) et de déterminer des indicateurs de durabilité en fonction de l'âge du béton *in situ*. Des essais ont été réalisés sur des échantillons prélevés sur les piles de l'ouvrage afin de compléter les données disponibles et notamment la loi d'évolution du coefficient de diffusion apparent en fonction du temps. Des profils en chlorures ont également été mesurés sur l'ouvrage.

Cette section fournit une synthèse des principales données d'indicateurs de durabilité du béton utilisé pour les parties immergées et en zone de marnage de l'ouvrage. Ces données sont complétées par les profils en chlorures (libres et totaux) mesurés sur le mur-test et en zone de marnage (XS3) de deux piles ainsi qu'en zone immergée (XS2) d'une pile.

Les spécifications contractuelles et les valeurs finalement retenues pour la construction du pont sont synthétisées dans le Tableau 2.19.

Tableau 2.19 – Spécifications contractuelles et valeurs finalement utilisées pour la construction.

Exposition	Paramètres	Spécifications contractuelles	Valeurs utilisées dans le projet
Air véhiculant du sel marin (XS1)	Enrobage nominal minimum [mm]	50	50 (> MSL* + 10 m)
	Classe de résistance minimale [MPa]	C30/37	C45/55
	Teneur en ciment minimale [kg/m^3]	360	400
	Rapport eau/ciment maximum	0,45	0,40
Zone immergée (XS2)	Enrobage nominal minimum [mm]	50	60 (< MSL* – 5 m)
	Classe de résistance minimale [MPa]	C35/45	C45/55
	Teneur en ciment minimale [kg/m^3]	400	400
	Rapport eau/ciment maximum	0,40	0,40
Zone de marnage et d'aspersion (XS3)	Enrobage nominal minimum [mm]	75	85 [MSL* – 5 m ; MSL* + 10 m]
	Classe de résistance minimale [MPa]	C35/45	C45/55
	Teneur en ciment minimale [kg/m^3]	400	420
	Rapport eau/ciment maximum	0,40	0,40

* MSL : niveau moyen de la mer.

Des spécifications contractuelles complémentaires ont été demandées pour la zone de marnage et d'aspersion (XS3) :

- profondeur de pénétration d'eau < 20 mm ;
- perméabilité aux ions chlorure RCPT (résistance électrique contre la pénétration des chlorures, conformément à la norme AASHTO) à 90 jours < 1 000 C.

Les quatre zones d'études sont les suivantes :

- Le mur-test de durabilité (exposition aux embruns et éclaboussures – XS3) : un mur-test de durabilité a été construit au droit de la pile (P2) d'un viaduc d'accès afin de minimiser les prélèvements sur l'ouvrage (Figure 2.23). Ce mur est exposé aux embruns et aux éclaboussures.
- La zone immergée du pylône M2 (XS2).
- La zone de marnage du pylône M2 (XS3).
- La zone de marnage du pylône M3 (XS3).

La formule du béton de classe C45/55 utilisée pour l'ensemble de l'ouvrage en zone immergée (XS2) et en zone de marnage/aspersion (XS3) est la suivante :

- CEM III/A 42,5 PM ES (60–65 % de laitier) ;
- dosage en ciment 420 kg/m^3 ;
- $E_{eff}/C = 0{,}39$;
- résistance à la compression à 28 jours : moyenne = 69 MPa ; écart-type = 4,8 MPa.

Figure 2.23 – Vue du mur-test pour l'étude de durabilité.

L'isotherme d'interaction chlorures–béton a été réalisée dans le cadre de l'étude préliminaire avec la méthode d'essai AFGC-GranDuBé [GranDuBé, 2007] sur un béton d'âge 11,5 mois lors de l'essai (voir Figure 2.24).

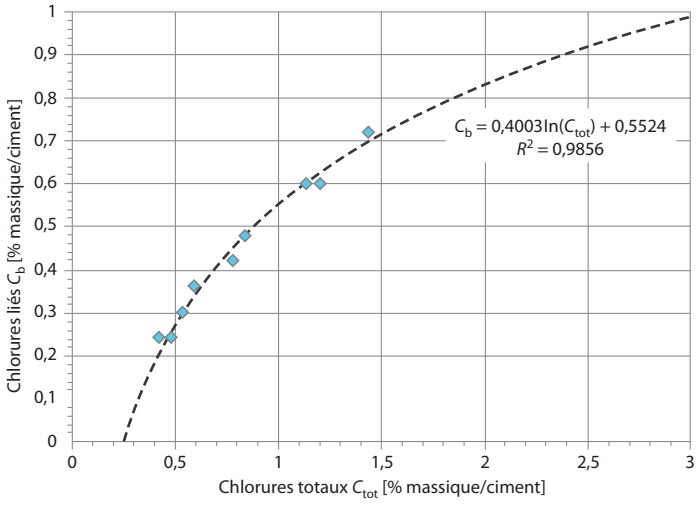


Figure 2.24 – Isotherme d'interaction chlorures–béton (AFGC-GranDuBé) [GranDuBé, 2007].

Les résultats des mesures de coefficient de diffusion apparent des chlorures sont résumés dans le Tableau 2.20 suivant.

Tableau 2.20 – Valeurs du coefficient apparent de diffusion des chlorures en fonction de l'âge.

Partie d'ouvrage		Âge [mois]	D_{rcm} [10^{-12} m²·s⁻¹]
Étude préliminaire		11,5	0,40
Mur-test à différentes échéances		2,5	0,86
		11	0,44
		24	0,50
		62	0,43
M1 Prélèvement à partir de l'intérieur des pylônes		24	0,63 (0,53/0,74)
M2 Prélèvement à partir de l'intérieur des pylônes		33	0,24 (0,22/0,26)
M3 Prélèvement à partir de l'intérieur des pylônes		36	0,34 (0,38/0,30)
M4 Prélèvement à partir de l'intérieur des pylônes		33	0,61 (0,26/0,80/0,32/0,71/0,98)
M2 : sur carottes prélevées sur différentes faces externes du pylône	Face nord	45	Moyenne : 0,37 / 0,63
	Face sud		0,22
	Face ouest		0,28
	Face est		0,36

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

L'ensemble des mesures de coefficient de diffusion réalisées à la fois sur le mur-test et sur les piles/pylônes de l'ouvrage ont permis de définir la loi d'évolution suivante :

- $D_{rcm}(t) = 1{,}1\times10^{-12}\, t^{-0{,}215}$ m²/s pour $t < 120$ mois ;
- $D_{rcm} = 0{,}35\times10^{-12}$ m²/s pour $t \geq 120$ mois.

Cette loi est reportée en couleur bleue sous forme graphique sur la Figure 2.25. Elle permet d'évaluer le coefficient de vieillissement en se basant sur la loi décrite au § 2.3 ; celui-ci est ainsi de 0,215 entre 3 et 120 mois où il se stabilise. Ce coefficient est très inférieur à la valeur de 0,45 proposée par le rapport *fib* n°34 [*fib*, 2006] pour les bétons de laitier. Cela est dû au fait que, à partir des mesures en laboratoire du coefficient de diffusion des chlorures à différents âges, seul l'effet d'hydratation est considéré et l'interaction avec le milieu marin ambiant n'est pas prise en compte, et peut-être aussi parce que le coefficient initial de diffusion/migration des chlorures est très faible, ce qui rend l'ajustement du temps limite difficile et moins précis.

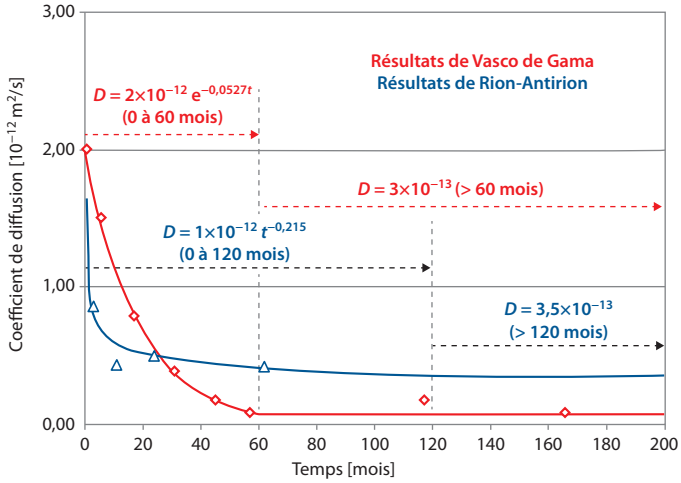


Figure 2.25 – Évolution du coefficient apparent de diffusion des chlorures en fonction du temps.

Les mesures des autres indicateurs de durabilité figurent dans le Tableau 2.21 suivant.

Tableau 2.21 – Valeurs des indicateurs de durabilité mesurés à la construction et après 24 mois.

Indicateur de durabilité	Partie d'ouvrage	Âge du béton	Résultat	
Perméabilité aux gaz	Carottages du mur-test (étude préliminaire)	1 mois	$4{,}2\times10^{-18}$ m²	
Porosité à l'eau	Carottes du mur-test (étude préliminaire)	1 mois	11,3 %	
Masse volumique apparente	Carottes du mur-test (étude préliminaire)	1 mois	2 320 kg/m³	
Perméabilité aux ions chlorure	Éprouvettes de contrôle	3 mois	220–600 coulombs	
Essai de carbonatation accélérée (50 % CO_2, 20 ± 2 °C, 65 ± 5 % HR)	Carottes de béton du mur-test	24 mois	7 jours	2,0 mm
			14 jours	3,0 mm
			28 jours	3,2 mm
			56 jours	3,4 mm

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Le béton des pylônes et du mur-test du pont de Rion-Antirion est globalement d'une durabilité très élevée selon le guide AFGC de 2004 [AFGC, 2004].

3.1.3.3. Témoins de durée de vie

a) Mur-test de durabilité (exposition aux embruns et éclaboussures – XS3)

Les profils en chlorures libres et en chlorures totaux ont été mesurés à 2,5 mois, 11 mois, 24 mois, 62 mois et 150 mois (voir Tableau 2.22).

Tableau 2.22 – Profils en chlorures – Béton du mur-test – 5 durées d'exposition.

Réf. éch. Âge	Profondeur [mm]	Chlorures/béton [%]			Chlorures/ciment* [%]		
		Cl totaux	Cl libres	Cl liés	Cl totaux	Cl libres	Cl liés
7658-1.4 2,5 mois	0–10	0,07	0,05	0,02	0,40	0,29	0,12
	10–20	0,02	0,02	< 0,01	0,12	0,12	< 0,06
	20–40	0,01	< 0,01	0,01	0,06	< 0,06	0,06
	40–60	0,01	< 0,01	0,01	0,06	< 0,06	0,06
	60–80	0,02	0,02	< 0,01	0,12	0,12	< 0,06
7658-3.4 11 mois	0–10	0,25	0,15	0,10	1,44	0,86	0,58
	10–20	0,03	0,03	< 0,01	0,17	0,17	< 0,06
	20–40	0,03	0,03	< 0,01	0,17	0,17	< 0,06
	40–60	0,03	0,03	< 0,01	0,17	0,17	< 0,06
	60–80	0,03	0,03	< 0,01	0,17	0,17	< 0,06
7658-4.4 24 mois	0–10	0,40	0,28	0,12	2,30	1,61	0,69
	10–20	0,05	0,04	0,01	0,29	0,23	0,06
	20–40	0,02	0,01	0,01	0,12	0,06	0,06
	40–60	0,02	0,02	0,00	0,12	0,12	0,00
	60–80	0,02	0,02	0,00	0,12	0,12	0,00
23332-5.4 62 mois	0–10	0,55	0,37	0,18	3,16	2,13	1,04
	10–20	0,27	0,15	0,12	1,55	0,86	0,69
	20–40	0,03	0,02	0,01	0,17	0,12	0,06
	40–60	0,03	0,02	0,01	0,17	0,12	0,06
	60–80	0,03	0,02	0,01	0,17	0,12	0,06
43255.1 150 mois	0–10	0,58	0,53	0,05	3,34	3,05	0,29
	10–20	0,59	0,51	0,08	3,39	2,93	0,46
	20–40	0,06	0,05	0,01	0,35	0,29	0,06
	40–60	0,02	0,02	< 0,01	0,12	0,12	< 0,06
	60–80	0,02	0,02	< 0,01	0,12	0,12	< 0,06

* Calculées en considérant un dosage en ciment de 400 kg/m^3 et une masse volumique apparente (AFREM) ρ_d = 2 300 kg/m^3.

À partir de ces valeurs, il est possible d'estimer les teneurs en chlorures à la surface (Tableau 2.23).

Tableau 2.23 – Teneurs en chlorures totaux et libres estimées en surface du béton (condition limite).

	7658-1.4 2,5 mois	7658-3.4 11 mois	7658-4.4 24 mois	23332-5.4 62 mois	43255.1 150 mois
	% massique/ciment				
Teneur en chlorures totaux estimée en surface – C_{st}	0,6	2,1	3,4	4,0	(*)
Teneur en chlorures libres estimée en surface – C_{sf}	0,4	1,2	2,3	2,8	(*)

(*) Compte tenu de l'allure du profil obtenu, nécessitant une vérification à une échéance plus longue, il convient de considérer les conditions limites estimées à 62 mois.

On constate également dans cette zone XS3 que les chlorures liés atteignent environ 30 % des chlorures totaux près de la surface (entre 0 et 10 mm) jusqu'à 62 mois pour tomber à 10 % à 150 mois (peut-être un effet de la carbonatation ?), et qu'il y a peu de chlorures liés après 150 mois en profondeur (au-delà de 40 mm), mais on est en limite de la précision des mesures.

b) Zone immergée du pylône M2 (XS2)

Les profils en chlorures libres et en chlorures totaux ont été mesurés sur des prélèvements effectués sous eau, sur trois différentes facettes du pylône M2 (n°14, 16 et 19), après 9 ans d'exposition à –4 m en dessous du niveau moyen de la mer (voir Tableau 2.24).

Tableau 2.24 – Profils en chlorures en zone immergée (XS2) – Pylône M2 – 108 mois d'exposition.

Réf. 23332	Profondeur [mm]	Silice soluble [%]	Chlorures [% massique/béton]			Chlorures [% massique/ciment]*		
			totaux	libres	liés	totaux	libres	liés
M2 facette n°14	0–10	5,19	0,36	0,29	0,07	2,05	1,65	0,40
	10–20	4,79	0,24	0,16	0,08	1,48	0,99	0,49
	20–30	5,96	0,08	0,06	0,02	0,40	0,30	0,10
	30–40	5,54	0,04	0,04	0,00	0,21	0,21	0,00
M2 facette n°16	0–10	5,01	0,29	0,23	0,06	1,71	1,35	0,35
	10–20	4,25	0,17	0,12	0,05	1,18	0,83	0,35
	20–30	6,04	0,05	0,04	0,01	0,24	0,20	0,05
	30–40	6,07	0,04	0,03	0,01	0,19	0,15	0,05
M2 facette n°19	0–10	5,36	0,43	0,34	0,09	2,37	1,87	0,50
	10–20	5,45	0,25	0,17	0,08	1,35	0,92	0,43
	20–30	4,80	0,05	0,04	0,01	0,31	0,25	0,06
	30–40	6,89	0,04	0,02	0,02	0,17	0,09	0,09
	40–50	5,35	0,04	0,02	0,02	0,22	0,11	0,11

* Calculées à partir de la silice soluble dosée dans chaque tranche et de la teneur moyenne en silice du ciment (= 29,5 %).

Les teneurs en chlorures totaux et en chlorures libres estimées en surface sont respectivement de 3,5 % et 3 % par rapport à la masse de ciment.

On constate dans cette zone XS2 que les chlorures liés atteignent environ 20 % des chlorures totaux près de la surface (entre 0 et 10 mm) au bout de 9 ans, et que ce pourcentage se maintient, voire augmente avec la profondeur (50 % pour la facette n°19).

c) Zone de marnage du pylône M2 (XS3)

Les profils en chlorures libres et en chlorures totaux ont été mesurés sur des prélèvements effectués sur quatre faces différentes du pylône M2, après 45 mois d'exposition à environ + 1 m à + 1,5 m au-dessus du niveau moyen de la mer (voir Tableau 2.25).

Tableau 2.25 – Profils en chlorures en zone de marnage (XS3) – Pylône M2 – 45 mois d'exposition.

Réf. face	Profondeur [mm]	Chlorures [% massique/béton]			Chlorures [% massique/ciment]*		
		totaux	libres	liés	totaux	libres	liés
7878-C1 face nord	0–10	0,50	0,37	0,13	2,76	2,04	0,72
	10–20	0,02	0,02	< 0,01	0,11	0,11	< 0,06
	20–30	0,02	0,02	< 0,01	0,11	0,11	< 0,06
	30–50	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,06	< 0,06	< 0,06
7878-C2 face sud	0–10	0,68	0,51	0,17	3,76	2,82	0,94
	10–20	0,09	0,02	0,07	0,50	0,11	0,39
	20–30	0,02	0,01	0,01	0,11	0,06	0,06
	30–50	0,01	0,01	< 0,01	0,06	0,06	< 0,06
7878-C3 face ouest	0–10	0,73	0,51	0,22	4,03	2,82	1,22
	10–20	0,02	0,02	< 0,01	0,11	0,11	< 0,06
	20–30	0,02	0,01	0,01	0,11	0,06	0,06
	30–50	0,02	0,01	0,01	0,11	0,06	0,06
7878-C4 face est	0–10	0,91	0,64	0,27	5,03	3,54	1,49
	10–20	0,07	0,05	0,02	0,39	0,28	0,11
	20–30	0,03	0,01	0,02	0,17	0,06	0,11
	30–50	0,02	0,01	0,01	0,11	0,06	0,06

* Calcul avec 420 kg/m^3 de ciment et une masse volumique apparente (AFREM) ρ_d = 2 320 kg/m^3.

À partir de ces valeurs, il est possible d'estimer les teneurs en chlorures à la surface (Tableau 2.26).

Tableau 2.26 – Teneurs en chlorures totaux et libres estimées en surface du béton (condition limite) – Pylône M2 – 45 mois d'exposition

	7878-C1 face nord	7878-C4 face est
	% massique/ciment	
Teneur en chlorures totaux estimée en surface – C_{st}	4,8	7,2
Teneur en chlorures libres estimée en surface – C_{sf}	3,5	6,0

On constate dans cette zone XS3 que les chlorures liés atteignent environ 30 % des chlorures totaux près de la surface (entre 0 et 10 mm) au bout de 45 mois.

d) Zone de marnage du pylône M3 (XS3)

Deux campagnes de mesures de teneurs en chlorures ont été réalisées :

- Juillet 2010, après 114 mois d'exposition : une carotte Ø 25 mm × H 30 ou 50 mm a été prélevée sur trois facettes (n°14, n°16 et n°19), à environ + 1 m au-dessus du niveau moyen de la mer.
- Octobre 2017, après 201 mois d'exposition : 3 carottes Ø 25 mm × H 30 ou 50 mm ont été prélevées en 3 zones de la facette 19 à environ + 0,8 m au-dessus du niveau moyen de la mer.

Les profils en chlorures libres et en chlorures totaux mesurés sont reportés dans le Tableau 2.27.

Tableau 2.27 – Profils en chlorures en zone de marnage (XS3) du pylône M3.

Réf.	Durée d'exposition [mois]	Profondeur [mm]	Silice soluble [%]	Chlorures [% massique/béton]			Chlorures [% massique/ciment]*		
				totaux	libres	liés	totaux	libres	liés
M3 facette n°14	114	0–10	5,72	0,59	0,44	0,15	3,04	2,27	0,77
		10–20	5,07	0,07	0,05	0,02	0,41	0,29	0,12
		20–30	4,34	0,03	0,02	0,01	0,20	0,14	0,07
M3 facette n°16		0–10	5,58	0,46	0,31	0,15	2,43	1,64	0,79
		10–20	3,90	0,09	0,05	0,04	0,68	0,38	0,30
		20–30	5,00	0,02	0,01	0,01	0,12	0,06	0,06
M3 facette n°19		0–10	6,07	0,78	0,64	0,14	3,79	3,11	0,68
		10–20	5,47	0,24	0,16	0,08	1,29	0,86	0,43
		20–30	5,63	0,02	0,01	0,01	0,10	0,05	0,05
		30–40	5,76	0,02	0,01	0,01	0,10	0,05	0,05
		40–50	5,61	0,02	0,01	0,01	0,11	0,05	0,05
M3 facette n°19 + 77 cm MSL (niveau moyen de la mer)	201	0–10	6,18	3,96	3,65	0,31	3,96	3,65	0,31
		10–20	6,13	2,06	1,68	0,38	2,06	1,68	0,38
		20–30	5,50	0,19	0,17	0,02	0,19	0,17	0,02
		30–40	5,33	0,12	0,11	< 0,06	0,12	0,11	< 0,06
		40–50	5,51	0,11	0,11	< 0,06	0,11	0,11	< 0,06
M3 facette n°19 + 72 cm MSL		0–10	5,40	4,4	4,03	0,36	4,4	4,03	0,36
		10–20	4,22	1,51	1,22	0,29	1,51	1,22	0,29
		20–30	5,37	0,12	0,12	< 0,06	0,12	0,12	< 0,06
		30–40	5,31	0,08	0,1	< 0,06	0,08	0,1	< 0,06
		40–50	5,12	0,12	0,12	< 0,06	0,12	0,12	< 0,06
M3 facette n°19 + 72 cm MSL		0–10	4,89	4,09	3,75	0,34	4,09	3,75	0,34
		10–20	5,06	1,83	1,43	0,4	1,83	1,43	0,40
		20–30	4,33	0,14	0,14	< 0,06	0,14	0,14	< 0,06
		30–40	2,40	0,12	0,12	< 0,06	0,12	0,12	< 0,06
		40–50	5,35	0,11	0,11	0,06	0,11	0,11	0,06

À partir de ces valeurs, il est possible d'estimer les teneurs en chlorures à la surface (Tableau 2.28).

Tableau 2.28 – Teneurs en chlorures totaux et libres estimées en surface du béton (condition limite) – Zone de marnage du pylône M3.

	M3 facette n°19		
	114 mois	201 mois profil intermédiaire	201 mois profil haut
	% massique/ciment		
Teneur en chlorures totaux estimée en surface – C_{st}	5,0	5,2	5,8
Teneur en chlorures libres estimée en surface – C_{sf}	4,2	4,8	5,4

On constate dans cette zone XS3 que les chlorures liés atteignent environ 25 % des chlorures totaux près de la surface (entre 0 et 10 mm) au bout de 114 mois et tombent à 8 % au bout de 201 mois, alors que des chlorures ont continué à pénétrer en surface, qu'il y a 20 % de chlorures liés dans la tranche 10–20 mm après 201 mois, et qu'il y a peu de chlorures liés après 201 mois en profondeur (au-delà de 40 mm) comme pour le mur-test, pour des teneurs en chlorures totaux elles-mêmes faibles.

3.1.3.4. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Il n'y a pas eu d'investigations complémentaires effectuées dans le cadre de PerfDuB à l'exception des teneurs en chlorures mesurées sur des échantillons de béton prélevés sur le mur sacrificiel et en zone de marnage du pylône M3 après respectivement 12,3 années et 16,75 années d'exposition, et présentées ci-avant.

3.1.3.5. Conclusions tirées

Le béton des pylônes et du mur-test du pont de Rion-Antirion est globalement d'une durabilité très élevée selon le guide AFGC de 2004 [AFGC, 2004]. Après 20 ans d'âge, l'ouvrage ne présente aucun désordre dû à la corrosion.

Les mesures du coefficient de migration des chlorures opérées sur une période de 62 mois permettent d'avoir une bonne évolution de ce coefficient avec le temps et d'en déduire une valeur du coefficient de vieillissement (*ageing factor*) que l'on peut estimer à 0,215 (béton de laitier).

Grâce aux mesures réalisées sur cet ouvrage, il est possible de suivre la pénétration des chlorures sous forme de chlorures libres et totaux sur une période de 17 ans dans une zone de marnage (XS3). On constate dans les zones classées XS3 que les chlorures liés atteignent environ 25 à 30 % des chlorures totaux près de la surface (entre 0 et 10 mm) jusqu'à 62 mois, pour tomber à environ 10 % au bout de 150 mois (peut-être un effet de la carbonatation ?), et qu'il y a peu de chlorures liés après 150 mois en profondeur (au-delà de 40 mm), mais on est à la limite de la précision des mesures.

Une comparaison entre les zones immergée (XS2) et de marnage (XS3) du même pylône M2 permet de voir que les teneurs en chlorures totaux et en chlorures libres estimées en surface sont respectivement de 3,5 % et 3 % par rapport à la masse de ciment au bout de 108 mois (9 ans) en zone XS2, et sont respectivement de 6 % et 4,75 % au bout de 45 mois en zone XS3.

L'ensemble de ces mesures permet de caler les modèles de diffusion des chlorures.

3.1.4. Pont de Volesvres

3.1.4.1. Présentation de l'ouvrage

Cet ouvrage est le doublement du viaduc de Volesvres dans le cadre de la mise à deux fois deux voies de la RN79 (Figure 2.26). Il est situé sur la commune de Volesvres dans le département de Saône-et-Loire et permet le franchissement de la rivière Bourbince, de la route départementale n°974 et du canal du Centre. L'ouvrage est du type pont mixte de hauteur constante, et d'une longueur totale de 206 m. Le tablier comporte 5 travées continues de 32,00 / 40,00 / 50,00 / 52,00 / 32,00 mètres de portée en allant de Digoin vers Mâcon.

Figure 2.26 – Vue générale du pont de Volesvres.

Les culées sont constituées d'un sommier qui joue le rôle de semelle de fondation. Elles sont fondées profondément sur deux files de pieux verticaux en béton armé, coulés en place et de 1,20 m de diamètre.

Le hourdis supérieur du tablier est constitué par une dalle en béton armé d'environ 30 centimètres d'épaisseur moyenne. La liaison de la dalle en béton avec la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujon. La charpente métallique du tablier est constituée d'un caisson ouvert, dont les âmes sont inclinées. Transversalement, la charpente est raidie par des diaphragmes espacés d'environ 4 mètres.

3.1.4.2. Historique des travaux et état actuel

La Direction Interdépartementale des Routes Centre-Est souhaite faire évoluer la prescription des bétons d'ouvrages d'art de l'approche prescriptive actuelle (NF EN 206-1 et fascicule 65 du CCTG [Fascicule 65, 2017]) à l'approche performantielle. Elle a souhaité mettre

en œuvre de façon non contractuelle l'approche performantielle des bétons pour la construction de cet ouvrage qui a eu lieu entre 2010 et 2012.

Quatre formules de béton ont été retenues respectivement pour les pieux, les appuis, le hourdis et les longrines. Les classes de résistance et d'exposition retenues sont les suivantes :

- fondations profondes : C30/37 XC2/XA1 ;
- semelles, murs de front des culées, fûts des piles : C30/37 XC4/XF1 ;
- hourdis : C40/50 XC4/XF1 ;
- longrine d'ancrage des BN4, bordures, solins d'ancrage des joints de chaussée : C35/45 XC4/XF4/XD3.

Des épreuves de convenance ont été réalisées et le Département Laboratoire (DL) d'Autun a établi un plan de contrôle « de principe », se conformant aux préconisations des Recommandations provisoires du LCPC de mars 2010 « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle » [LCPC, 2010] et basé sur le planning général prévisionnel des travaux hors intempéries de l'entreprise CBR TP.

Les essais devaient être réalisés en se conformant aux modes opératoires définis dans l'annexe n°1 des Recommandations provisoires du LCPC: « Modes opératoires simplifiés – Résistivité électrique et migration des ions chlorure sous champ électrique, porosité à l'eau, perméabilité aux gaz CEMBUREAU ». Cependant, à l'occasion de la réunion intermédiaire de présentation des résultats sur le béton des appuis qui a eu lieu le 22 février 2011, il est apparu que :

- les laboratoires Lafarge LCR et CTG Calcia avaient parfois appliqué des modes opératoires internes ;
- les modes opératoires des recommandations provisoires du LCPC n'étaient pas toujours suffisamment explicites.

L'inspection détaillée initiale effectuée à la réception de l'ouvrage n'a pas fait ressortir de désordres, et compte tenu de la date de construction, nous ne disposons pas de résultats d'investigations complémentaires ; des essais ont néanmoins été lancés dans le cadre du projet PerfDuB.

3.1.4.3. Investigations réalisées par le Cerema

Les résultats des mesures des indicateurs de durabilité effectuées à la construction sont les suivants.

a) Béton des fondations profondes (C30/37 385 kg CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF ; E_{eff}/L_{eq} = 0,48) :

2 prélèvements réalisés (01-06-2010 : convenance centrale Gueugnon et 24-09-2010 : coulage semelle P1).

- f_{c28} de 48,3 à 56,1 MPa (conforme pour un C30/37)
- P_{eau28} de 14,1 à 15,5 % - résultat d'essais contradictoires : écart de 1 % (en valeur absolue)
- P_{eau90} de 14,2 à 15,6 % - résultat d'essais contradictoires : écart de 1,4 % (en valeur absolue) (seuil d'acceptabilité à 15 % pour XC2, selon Recommandations LCPC) [LCPC, 2010]
- Résistivité$_{28}$ de 48 à 55 Ω·m
- Résistivité$_{90}$ de 48 à 85 Ω·m - résultat d'essais contradictoires : écart de 37 Ω·m (en valeur absolue)

b) Béton des appuis (C30/37 330 kg CEM III/A 52,5 L CE PM ES CP1 NF ; E_{eff}/L_{eq} = 0,47)

7 prélèvements réalisés.

- f_{c28} de 45,3 à 61 MPa
- P_{eau28} de 12,2 à 16,9 % - 5 valeurs DLA : moyenne = 15,7 %, écart-type = 0,3 % - résultats d'essais contradictoires : écarts de 0,4 à 2,5 % (en valeur absolue)
- P_{eau90} de 14,5 à 16,5 % - 5 valeurs DLA : moyenne = 15,6 %, écart-type = 0,6 % - résultats d'essais contradictoires: écarts de 0,1 à 1 % (en valeur absolue)
- Résistivité$_{28}$ de 235 à 312 Ω·m - 4 valeurs DLA : moyenne = 276, écart-type = 25
- Résistivité$_{90}$ de 287 à 369 Ω·m - 5 valeurs DLA : moyenne = 323, écart-type = 31 - résultat d'essais contradictoires : écart de 27–28 Ω·m (en valeur absolue)
- k_{gaz90} de 54 à 92×10^{-18} m^2 - 4 valeurs DLCF : moyenne = 76, écart-type = 11 - résultats d'essais contradictoires : écarts de 3,7 à 14,1 (en valeur absolue)

Épreuves de convenance (2 centrales) (considérées comme épreuve d'étude) :

- f_{c28} de 45,3 à 51 MPa (conforme pour un C30/37)
- P_{eau28} de 16,1 à 16,9 %
- P_{eau90} de 14,5 à 16,5 % > seuil d'acceptabilité de 13 % pour XC4
- Résistivité$_{28}$ de 235 Ω·m
- Résistivité$_{90}$ de 287 à 369 Ω·m
- k_{gaz90} de 77 à 92×10^{-18} m^2 < seuil d'acceptabilité de 150 pour XC4

Épreuves de contrôle (2 centrales) :

- f_{c28} de 53,7 à 61 MPa (conforme pour un C30/37)
- P_{eau28} de 12,2 à 16 % < 1,1 P_{eau28} « étude »
- P_{eau90} de 15 à 15,6 % > seuil d'acceptabilité de 13 % pour XC4
- Résistivité$_{28}$ de 256 à 312 Ω·m > 0,8 Résistivité$_{28}$ « étude »
- Résistivité$_{90}$ de 310 à 338 Ω·m
- k_{gaz90} de 53,9 à 68×10^{-18} m^2 < seuil d'acceptabilité de 150 pour XC4

c) Béton du hourdis (C40/50 350 kg CEM I 52,5 N CE CP2 NF ; E_{eff}/L_{eq} = 0,42)

10 prélèvements réalisés.

- f_{c28} de 53 à 65,7 MPa
- P_{eau28} de 13,9 à 14,7 % - 10 valeurs DLA : moyenne = 14,4 %, écart-type = 0,2 % - résultats d'essais contradictoires : écarts de 0,2 à 0,3 % (en valeur absolue)
- P_{eau90} de 13,6 à 14,3 % - 4 valeurs DLA : moyenne = 14,1 %, écart-type = 0,3 % - résultat d'essais contradictoires : écarts de 0,1 à 0,4 % (en valeur absolue)
- Résistivité$_{28}$ de 52 à 81 Ω·m - 10 valeurs DLA : moyenne = 62, écart-type = 6 - résultat d'essais contradictoires : écart de 7 à 20 Ω·m (en valeur absolue)
- Résistivité$_{90}$ de 74 à 175 Ω·m - 4 valeurs DLA : moyenne = 119, écart-type = 50 - résultat d'essais contradictoires : écart de 39 à 47 Ω·m (en valeur absolue)

- k_{gaz90} de 64 à 93×10^{-18} m^2 - 3 valeurs DLCF : moyenne = 75, écart-type = 16 - résultat d'essais contradictoires: écart de 21,2–21,6 (en valeur absolue)

Épreuves de convenance (2 centrales) (considérées comme épreuve d'étude) :

- f_{c28} de 53 à 57 MPa (conforme pour un C40/50)
- P_{eau28} de 13,9 à 14,6 %
- P_{eau90} de 13,7 à 14,3 % > seuil d'acceptabilité de 13 % pour XC4
- Résistivité$_{28}$ de 52 à 81 Ω·m
- Résistivité$_{90}$ de 99 à 175 Ω·m
- k_{gaz90} de 71,4 à 93×10^{-18} m^2 < seuil d'acceptabilité de 150 pour XC4

Épreuves de contrôle (2 centrales) :

- f_{c28} de 57,1 à 65,7 MPa (conforme pour un C40/50)
- P_{eau28} de 14,1 à 14,7 % < 1,1 P_{eau28} « étude »
- P_{eau90} de 13,6 à 14,3 % > seuil d'acceptabilité de 13 % pour XC4
- Résistivité$_{28}$ de 57 à 65 Ω·m > 0,8 Résistivité$_{28}$ « étude »
- Résistivité$_{90}$ de 74 à 118 Ω·m
- k_{gaz90} de 64 à 85,2×10^{-18} m^2 < seuil d'acceptabilité de 150 pour XC4.

d) Béton des longrines BN4 G+S (C35/45 420 kg CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF ; E_{eff}/L_{eq} = 0,34)

Seulement 2 prélèvements réalisés (13-12-2010 : coulage mur retour ouest C5 et 05-03-2012 : coulage élément témoin de longrine XF4 G+S) ; 2 formulations différentes testées avec 1 seul prélèvement par formule.

- f_{c28} de 37–40,2 MPa ou 42,7–54,7 MPa (conforme pour un C35/45)
- P_{eau90} de 15,7 % ou 13,6 % (seuil d'acceptabilité à 11 % pour XD3)
- Résistivité$_{90}$ de 47 ou 61 Ω·m
- k_{gaz90} de 580 ou 338×10^{-18} m^2 (seuil d'acceptabilité à 150 pour XD3)
- D_{app90} de 15,3 ou 11,9×10^{-12} m^2/s (seuil d'acceptabilité à 3 pour XD3).

3.1.4.4. Investigations réalisées dans le cadre du projet PerfDuB

Compte tenu du jeune âge des bétons (moins de 5 ans en 2016), il a été décidé de ne pas mesurer sur l'ouvrage les témoins de durée de vie (profondeur de carbonatation et profil de teneurs en chlorures), mais il a été décidé de déterminer les indicateurs de durabilité sur corps d'épreuve issus de carottages réalisés en septembre 2016 dans un appui et une zone du hourdis, afin de pouvoir procéder à la comparaison avec les indicateurs déterminés sur éprouvettes moulées Ø 11 cm × H 22 cm lors de la construction.

En complément, il a été décidé de déterminer les coefficients apparents de diffusion des ions chlorure et de réaliser des essais d'absorption capillaire, malgré l'absence de point de comparaison « à la construction » pour ces paramètres pour les bétons étudiés.

En septembre 2016, trois carottes dénommées I, II et III ont été prélevées dans le mur garde-grève de la culée C5 et trois carottes dénommées a, b et c ont été prélevées dans le hourdis.

Les résultats des divers essais menés sur ces carottes sont reportés dans le Tableau 2.29.

Tableau 2.29 – Valeurs obtenues pour les indicateurs de durabilité.

Indicateurs de durabilité		Culée C5	Hourdis
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	11,2 (10,4/12,0/10,5)	7,9 (8,1/7,6/8,0)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	637 (680/644/588)	106 (117/101/100)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	14,6 (14,4/14,8/14,6)	12,1 (12,1/12,4/11,8)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	90 (70/100/100)	80 (70/90/70)
Autres caractéristiques			
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	4,68 (5,09/3,72/5,22)	5,68 (5,83/5,28/5,92)
Masse volumique apparente [kg/m^3]	ρ_b	2 230 (2 234/2 212/2 231)	2 260 (2 261/2 250/2 263)

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Tout d'abord, on peut considérer qu'il y a très peu de différences entre les modes opératoires des essais de porosité à l'eau, de résistivité et de perméabilité aux gaz pratiqués à la construction et 6 ans plus tard, ce qui permet de faire des comparaisons directes de résultats d'essai et d'en établir les constatations suivantes.

a) Pour le béton du hourdis (CEM I)

Cinq à six ans plus tard, nous pouvons constater que la tendance à la diminution de la porosité accessible à l'eau est encore plus marquée. La porosité de 12,1 % obtenue sur éprouvettes carottées représente une baisse moyenne de 2 % par rapport à la moyenne des essais réalisés sur ce béton à échéance 90 jours (P_{eau90j} moy = 14,1 %). Cette diminution est largement supérieure à l'écart-type des essais. Le seuil recommandé dans le guide du LCPC était P_{eau90j} < 13 % pour ce type de béton (XC4) [LCPC, 2010]. Si lors des différentes épreuves de convenance ou de contrôle aucun des prélèvements n'a permis de respecter cette valeur, nous constatons qu'aujourd'hui la porosité accessible à l'eau est passée en dessous de ce seuil, du moins dans notre zone de prélèvement. La durabilité potentielle du béton du hourdis passe de « faible » à « moyenne » selon les recommandations de l'AFGC de 2004 [AFGC, 2004].

Cinq à six ans plus tard, nous pouvons constater que la résistivité électrique mesurée sur éprouvettes carottées (106 Ω·m) reste du même ordre de grandeur que la moyenne des essais réalisés sur ce béton à échéance 90 jours (Res_{90} moy = 119 Ω·m), compte tenu de l'importance de l'écart-type des essais à 90 jours. Ce résultat ne se corrèle donc pas directement avec la diminution observée de la porosité accessible à l'eau, malgré le fait que ces deux valeurs soient physiquement liées (plus la porosité est élevée, plus la résistivité est faible, du fait d'une plus grande fraction volumique de pores occupée par la phase liquide interstitielle). Nous

avions déjà identifié dans le rapport de synthèse de 2013 la relative faible résistivité des bétons « CEM I ». Les résistivités mesurées correspondent à la classe de durabilité potentielle « moyenne » selon les recommandations de l'AFGC de 2004 [AFGC, 2004].

Six à sept ans plus tard, nous pouvons constater que la perméabilité aux gaz mesurée sur éprouvettes carottées (80×10^{-18} m^2) reste du même ordre de grandeur que la moyenne des essais réalisés sur ce béton à échéance 90 jours (75×10^{-18} m^2), compte tenu de l'écart-type des essais.

b) Pour le béton des appuis (CEM III/A)

Six ans plus tard, nous pouvons constater que cette tendance à la diminution de la porosité accessible à l'eau est encore plus marquée. La porosité de 14,6 % obtenue sur éprouvettes carottées représente une baisse moyenne de 1 % par rapport à la moyenne des essais réalisés sur ce béton à échéance 90 jours (P_{eau90} moy = 15,6 %). Cette diminution est supérieure à l'écart-type des essais. Le seuil recommandé dans le guide du LCPC était $P_{eau90} < 13$ % pour ce type de béton (XC4) [LCPC, 2010]. Lors des différentes épreuves de convenance ou de contrôle, aucun des prélèvements n'a permis de respecter cette valeur. Nous constatons qu'aujourd'hui la porosité accessible à l'eau reste supérieure à ce seuil.

La durabilité potentielle du béton des appuis reste « faible » selon les recommandations de l'AFGC de 2004 [AFGC, 2004].

Six ans plus tard, nous pouvons constater que la résistivité électrique mesurée sur éprouvettes carottées (637 Ω·m) est significativement supérieure à la moyenne des essais réalisés sur ce béton à échéance 90 jours (Résistivité$_{90}$ moy = 323 Ω·m). Ce résultat se corrèle avec la diminution observée de la porosité accessible à l'eau. Nous avions déjà identifié dans le rapport de synthèse de 2013 la résistivité plus importante des bétons « CEM III/A ». Les résistivités mesurées correspondent à la classe de durabilité potentielle « élevée » selon les recommandations de l'AFGC de 2004 [AFGC, 2004].

Sept ans plus tard, nous pouvons constater que la perméabilité aux gaz mesurée sur éprouvettes carottées (90×10^{-18} m^2) reste du même ordre de grandeur que la moyenne des essais réalisés sur ce béton à échéance 90 jours (76×10^{-18} m^2), compte tenu de l'écart-type des essais.

3.1.4.5. Conclusions tirées

Les valeurs de porosité accessible à l'eau dépassent les seuils des Recommandations provisoires du LCPC (jusqu'a + 0,6 et + 1,3 % en valeur absolue pour les bétons « CEM I » et jusqu'à + 3,5 % en valeur absolue pour le béton « CEM III ») ; nous pensons que cela s'explique par le mode opératoire pratiqué pour ces mesures, avec une étape 1 de saturation sous vide (25 mbar) du béton de durée de 72 heures au lieu de 48 heures, voire moins (phase de maintien du vide en présence d'eau de 68 h au lieu de 44 h, voire moins).

Ce cas d'étude permet de tirer des conclusions en matière de dispersion des mesures de porosité accessible à l'eau effectuées à la construction ;

- la dispersion des résultats au sein d'un même prélèvement est faible (inférieure à 3 % en valeur relative dans la quasi-totalité des cas) ;
- les écarts-types des mesures réalisées par le DL Autun sont faibles (0,6 % en valeur absolue maxi) ;
- les écarts entre laboratoires sur essais contradictoires sont la plupart du temps inférieurs à 1 % en valeur absolue (et dans tous les cas inférieurs à 10 % en valeur relative) ;

- les porosités à 90 jours mesurées sur les 4 bétons sont « du même ordre de grandeur », avec cependant des valeurs plus importantes (environ + 1 %) mesurées sur le béton « CEM III » :
  – CEM I : de 13,6 % à 15,7 %,
  – CEM III : de 14,5 % à 16,5 %.

Les valeurs de perméabilité aux gaz satisfont aux seuils des Recommandations provisoires du LCPC. Les écarts-types des mesures réalisées par le DL Clermont-Ferrand sont de l'ordre de 15 à 20 % en valeur relative.

Pour les mesures de résistivité électrique effectuées à la construction :

- la résistivité électrique est plus faible pour les bétons CEM I (< 200, voire à 100 Ω·m) que pour le béton CEM III (plutôt comprise entre 200 et 400 Ω·m) ;
- la résistivité électrique semble augmenter entre 28 et 90 jours (malgré l'importante dispersion constatée pour certains prélèvements) ;
- la dispersion des résultats au sein d'un même prélèvement est assez importante (généralement inférieure à 20 % en valeur relative, mais parfois au-delà…) ;
- les écarts-types des mesures réalisées par le DL Autun sont généralement de l'ordre de 10 % en valeur relative (mais parfois au-delà…) ;
- les écarts entre laboratoires sur essais contradictoires sont du même ordre de grandeur (10 % en valeur relative), mais parfois au-delà également…

La comparaison entre les valeurs des indicateurs de durabilité mesurées à la construction sur des éprouvettes standard, puis 6 à 7 années plus tard sur des carottes, avec des modes opératoires similaires, montre que :

- pour le béton de hourdis, constitué à partir de ciment CEM I, la porosité accessible à l'eau a significativement baissé (de 14,1 % à 12,1 %) et passe sous le seuil de 13 % défini par le guide LCPC pour un béton XC4 [LCPC, 2010], tandis que la résistivité électrique (environ 110 Ω·m) et la perméabilité aux gaz (environ 80×10^{-18} m^2) restent du même ordre de grandeur qu'à l'échéance de 90 jours ;
- pour le béton des appuis, constitué à partir de ciment CEM III/A, la porosité accessible à l'eau a baissé (de 15,6 % à 14,6 %) mais reste au-dessus du seuil de 13 % défini par le guide LCPC pour un béton XC4 [LCPC, 2010], tandis que la résistivité électrique, plus importante que pour le béton du hourdis, a quasiment doublé par rapport à l'échéance à 90 jours (637 Ω·m pour 323 Ω·m), et que la perméabilité aux gaz (90×10^{-18} m^2) reste du même ordre de grandeur qu'à l'échéance de 90 jours.

Enfin, le coefficient apparent de diffusion des ions chlorure mesuré pour la première fois six ans après la construction vaut 8×10^{-12} $m^2\cdot s^{-1}$ pour le hourdis et 11×10^{-12} $m^2\cdot s^{-1}$ pour les appuis, ce qui correspond respectivement à des classes de durabilité « moyenne » et « faible » selon les recommandations de l'AFGC de 2004 [AFGC, 2004].

La mise en œuvre de l'approche performantielle des bétons a permis d'identifier certaines difficultés, notamment certaines valeurs trop contraignantes des seuils admissibles de porosité accessible à l'eau en application du mode opératoire des recommandations provisoires du LCPC [LCPC, 2010]. Ce retour d'expérience a d'ores et déjà été pris en compte en 2018 dans le projet de révision du fascicule 65 du CCTG [Fascicule 65, 2017] relatif à l'exécution des ouvrages en béton (*seuils de porosité accessible à l'eau revus en tenant compte de la durée de saturation sous vide du béton*) et également au sein du projet PerfDuB. Elle a également permis

de fournir des données sur les dispersions des mesures des indicateurs de durabilité, et ceci permettra dans l'avenir de passer des valeurs moyennes à des valeurs caractéristiques et de fixer des valeurs caractéristiques des seuils.

3.1.5. Pont de Loudéac

3.1.5.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont concerné est le passage inférieur n°1 de la déviation nord de Loudéac portant la RN164 et franchissant la voie communale VC6 à Cojan (Figure 2.27).

Figure 2.27 – Vue générale du pont de Loudéac.

Il est constitué par un portique ouvert d'ouverture 8,50 m et de longueur 13,50 m. Les piédroits sont fondés sur des semelles (Figure 2.28).

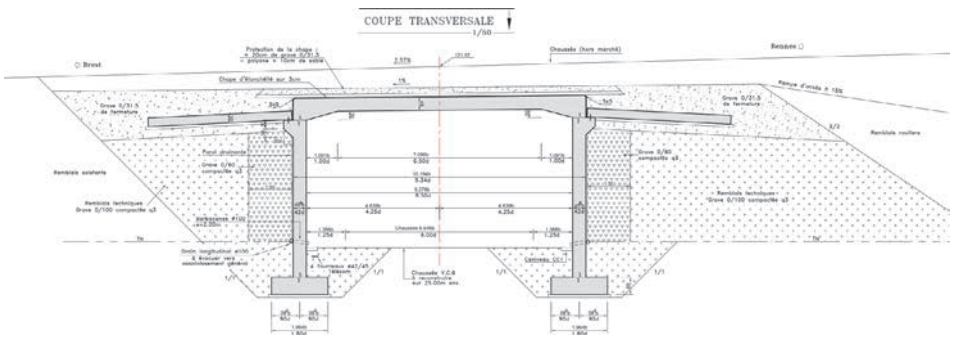


Figure 2.28 – Coupe transversale du pont.

Le piédroit ouest a été coulé le 23-10-2014 et les investigations menées 2 ans après sa construction.

Le pont de Loudéac est situé dans un environnement XC4 et XF1 ; il ne reçoit pas de salage et est en zone de gel modéré.

3.1.5.2. Historique des travaux et état actuel

Les spécifications techniques à la construction intégraient des clauses spécifiques relatives à l'approche performantielle de la durabilité issues de la version du fascicule 65 en cours de révision en 2013.

Le béton a été coulé à la benne et la cure assurée par maintien des coffrages en place. Sa formulation est présentée dans le Tableau 2.30.

Tableau 2.30 – Formulation du béton du pont de Loudéac.

Formulation du béton avec provenance des constituants : C30/37 XC4(F) D_{max}10 Béton autoplaçant de catégorie 2a (tamis < 20 %, boîte en L > 0,8 avec 2 barres) Consistance : SF2 (660–750 mm)	
Quantité de ciment	350 kg/m^3
Type de ciment	CEM III/52,5 L PMES CP1 LAFARGE LE HAVRE
Quantité d'additions minérales	170 kg/m^3
Type d'additions minérales	Addition calcaire Betocarb® HP Erbray
Dosage en eau efficace	183 l/m^3
Quantité de granulats par tranche granulaire	
0/4 sablière d'Armorique Lafarge Granulats (granulats marins recomposés)	800 kg/m^3
6.3/10 Saint-Lubin Lessard (diorite concassée)	800 kg/m^3
Adjuvantation	
Optima 220 Chryso®Fluid	4,95 kg/m^3
Chryso®Tard	1,10 kg/m^3

À l'état frais, le béton a un étalement cible de 700 mm et une masse volumique théorique de 2 350 kg/m^3. Sa résistance mécanique f_{c28} = 59,5 MPa (prélèvement du 23-10-2014 sur piédroit ouest ; contrôle effectué lors du coulage).

L'enrobage minimal exigé pour les aciers est de 45 mm pour les piédroits et de 40 mm pour la traverse et les semelles.

Les spécifications relatives aux indicateurs de durabilité (porosité accessible à l'eau : P_{eau} et perméabilité aux gaz : k_{gaz}), avec prise en compte possible de leurs variations pour la modulation de la classe structurale, étaient les suivantes (Tableau 2.31).

Tableau 2.31 – Spécifications relatives aux indicateurs de durabilité.

Parties d'ouvrage	**Classe d'exposition**	**Indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des aciers**	
		Porosité à l'eau $P_{eau,90j}$ [%]	**Perméabilité aux gaz $k_{gaz,90j}$ [10^{-18} m^2]**
Semelles de fondation	XC2	< 15,5	–
Piédroits, traverse et longrines support de garde-corps	XC4	< 14,5	< 200

Lors des études de béton, le producteur a obtenu les valeurs suivantes des indicateurs de durabilité (moyenne de 3 valeurs à chaque fois) (Tableau 2.32).

Tableau 2.32 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction (épreuves d'étude).

Épreuves d'étude		Porosité accessible à l'eau [%]	Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]
à 28 jours	Formule nominale	17,0	18
	Formule – 5 litres	15,9	19
	Formule + 5 litres	17,1	86
à 90 jours	Formule nominale	16,0	24
	Formule – 5 litres	15,9	24
	Formule + 5 litres	17,0	51

Lors des épreuves de convenance, les valeurs suivantes des indicateurs de durabilité ont été obtenues (moyenne de 3 valeurs à chaque fois) (Tableau 2.33).

Tableau 2.33 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction (épreuves de convenance).

Épreuves de convenance		Porosité accessible à l'eau [%]	Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]
à 28 jours	Producteur de béton	15,3	28
	Contrôle du producteur	13,8	32
	Cerema	15,2	Valeur aberrante
à 90 jours	Producteur de béton	16,5	25
	Contrôle du producteur	15,0	37
	Cerema	17,1	Valeur aberrante

En outre, des essais complémentaires ont été réalisés par le Cerema sur des éprouvettes confectionnées à l'occasion des épreuves de convenance, pour mesurer la résistivité et le coefficient de diffusion apparent des chlorures (moyenne de 3 valeurs à chaque fois et écart-type entre parenthèses) (Tableau 2.34).

Tableau 2.34 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction (convenance) mesurées par le Cerema.

	Résistivité électrique [Ω·m]		Coefficient de diffusion apparent des chlorures D_{app} [10^{-12} m^2·s^{-1}]	
	à 28 jours	à 90 jours	à 28 jours	à 90 jours
Centrale de Loudéac	296 (2,0)	400 (17,2)	2,3 (0,1)	1,5 (0,3)
Centrale de Locminé	271 (14,5)	331 (10,6)	2,3 (0,1)	2,0 (0,1)

Pour chaque partie d'ouvrage, le Cerema a conduit des épreuves de contrôle qui ont donné les résultats suivants (moyenne de 3 éprouvettes à chaque fois) (Tableau 2.35).

Tableau 2.35 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction (épreuves de contrôle) mesurées par le Cerema.

		Semelle	Piédroit ouest	Traverse
Date de prélèvement		01-10-2014	23-10-2014	02-12-2015
Date d'essais		08-01-2015	23-02-2015	16-03-2015
Âge du béton		99 jours	123 jours	104 jours
Indicateurs de durabilité				
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	1,5 (1,5/1,4/1,5)	1,4 (1,3/1,3/1,7)	1,6 (1,5/1,5/1,7)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	354 (340/350/371)	419 (409/426/424)	36 (31/41)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	16,1 (16,0/16,0/16,3)	15,8 (15,9/15,8/15,8)	15,5 (15,8/15,2/15,4)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	27 (29/25/28)	39 (44/35/X)	18 (16/18/19)
Autres caractéristiques				
Pseudo-perméabilité à l'eau liquide [$kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-0,5}$]	w	0,630 (0,627/0,606/0,658)	0,571 (0,537/0,547/0,629)	0,490 (0,484/0,454/0,531)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	3,12 (3,09/3,00/3,27)	4,31 (4,66/4,59/3,68)	3,26 (3,25/3,00/3,51)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 217 (2 222/2 219/2 211)	2 210 (2 206/2 211/2 213)	2 226 (2 217/2 232/2 229)
Résistance à la compression corrigée [MPa] à 28 jours	f_{c28}	57,0 (58,3/56,8/55,9)	59,5 (60,6/59,6/58,4)	64,5 (63,6/64,0/63,9)

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

En termes de capacité de résistance à la pénétration des agents agressifs, les résultats montrent globalement un béton durable vis-à-vis de la corrosion des armatures. Hormis le critère relatif à la porosité, le béton se situe dans une classe de durabilité moyenne élevée (selon [AFGC, 2004]).

Les résultats de porosité sont singuliers et s'expliquent principalement par le fort volume de pâte du béton autoplaçant.

Le béton satisfait le critère de perméabilité aux gaz mais pas le critère de porosité exigés au marché. Une légère variabilité des résultats d'un contrôle à un autre est observée mais elle n'est pas de nature à modifier les classes de durabilité potentielle.

3.1.5.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Les investigations ont été réalisées en 2016 sur le piédroit côté Rostrenen, à hauteur d'homme. Les investigations ont été menées sur une zone de 1,60 m de hauteur et de 2,50 m de longueur.

Le Tableau 2.36 présente les valeurs statistiques caractéristiques de l'enrobage [en mm].

Tableau 2.36 – Valeurs statistiques caractéristiques de l'enrobage [en mm].

Partie - Zone	Armatures horizontales					Armatures verticales				
	Moy.	Min.	< 45	e_{95+}*	e_{95-}**	Moy.	Min.	< 45	e_{95+}*	e_{95-}**
Piédroit ouest	55	44	10 %	45	64	67	60	0 %	61	72

* Enrobage caractéristique e_{95+} : 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à e_{95+}.

** Enrobage caractéristique e_{95-} : 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à e_{95-}.

10 % des enrobages (armatures horizontales) mesurés ont un enrobage inférieur aux enrobages attendus (45 mm), mais les enrobages mesurés (armatures horizontales) sont supérieurs à 44 mm. Les armatures verticales du piédroit sont mieux enrobées (par conception) et les enrobages mesurés sont supérieurs à 60 mm.

Il n'a pas été observé de carbonatation sur la carotte prélevée dans l'ouvrage.

Après la phase de préconditionnement (séchage à 45 °C pendant 14 jours), six échantillons ont été placés en enceinte de carbonatation (4 % CO_2, 20 °C, 65 % HR) pendant 28 et 56 jours pour mener un essai de carbonatation accélérée. Les résultats sont les suivants :

- carotte Loudéac 4 : 5,1 mm à 28 jours et 6,0 mm à 56 jours ;
- carotte Loudéac 5 : 4,0 mm à 28 jours et 5,2 mm à 56 jours ;
- carotte Loudéac 6 : 4,6 mm à 28 jours et 5,3 mm à 56 jours.

Moyenne des carottes : 4,6 mm à 28 jours et 5,5 mm à 56 jours.

Le graphique suivant récapitule les profils de pénétration des chlorures totaux obtenus dans la zone d'investigations à partir des prélèvements 1d, 2d et 3d.

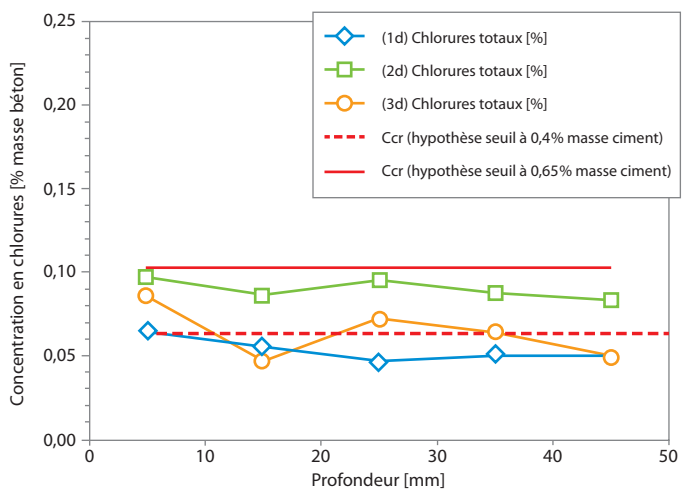


Figure 2.29 – Profils de chlorures totaux avec la profondeur [% en masse de béton].

Les profils sont relativement plats. Leur allure montre qu'il n'y a pas de phénomène de pénétration depuis l'extérieur en cohérence avec l'exposition de la partie d'ouvrage.

Le seuil critique d'initiation de la corrosion en % de la masse de béton (0,103 %) a été calculé à partir du dosage en ciment de la formule nominale (350 kg/m^3) et de la masse volumique déterminée lors de l'essai de porosité (2 203,4 kg/m^3). Compte tenu de la nature du ciment (CEM III), l'hypothèse a été faite que le seuil critique était de 0,65 % en % de la masse de ciment.

Bien qu'elles restent inférieures au seuil critique d'initiation de la corrosion, les teneurs en chlorures totaux sont relativement importantes et s'expliquent par le fait que le béton a été formulé avec un CEM III qui peut contenir jusqu'à 0,65 % de chlorures totaux par rapport à la masse de ciment. Le bilan analytique sur la formule nominale du béton effectué à partir des FTP avait montré au moment des études de béton que le taux de chlorures était proche des 0,65 %.

Les enrobages mesurés et les résultats de profondeur de carbonatation et de teneurs en chlorures montrent que, statistiquement, il n'y a pas d'armatures situées dans un béton carbonaté ou chloruré et donc susceptibles d'être dépassivées.

a) Indicateurs de durabilité

Une nouvelle mesure de ces indicateurs a été effectuée en 2016. Le Tableau 2.37 présente les résultats obtenus.

Tableau 2.37 – Valeurs des indicateurs de durabilité en 2016.

Indicateurs de durabilité		Piédroit ouest
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} m^2·s^{-1}]	D_{rcm}	2,4 (2,2/2,1/3,0)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	377 (375/383/374)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	15,4 (15,4/15,5/15,2)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	23 (22/23/23)
Autres caractéristiques		
Pseudo-perméabilité à l'eau liquide [kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$]	w	0,744 (0,632/0,927/0,673)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	4,95 (4,28/6,05/4,53)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 203 (2 203/2 204/2 204)
Résistance à la compression corrigée [MPa]	f_c	69,5
Carbonatation accélérée (4 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	4,6 ; 5,5
Carbonatation accélérée (50 %) à *x* et *y* jours [mm]	x_{cx} ; x_{cy}	Non réalisée
Dosage de la portlandite par potentiométrie [en % de masse de béton]		10,5 (11,0/10,5/10,0)

Dosage de la portlandite par SAA [en % de masse de béton]	13,4 (11,9/14,6/13,8)
Dosage de la portlandite par « pseudo-ATG » [en % de masse de béton]	11,9 (10,6/10,6/14,5)

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Les résultats des indicateurs de durabilité obtenus sur carottes sont cohérents avec ceux obtenus sur éprouvettes dans le cadre des épreuves de contrôle. Les ordres de grandeurs et les tendances sont semblables.

En termes de capacité de résistance à la pénétration des agents agressifs, les résultats montrent globalement un béton durable vis-à-vis de la corrosion des armatures. Hormis les résultats de porosité et de teneur en portlandite, le béton se situe dans une classe de durabilité élevée [AFGC, 2004].

Avec toute la prudence qui s'impose sur les modalités de dosage et d'interprétation, les teneurs en portlandite (mesurées selon trois modes de dosage) conduisent à une classe de durabilité faible à moyenne pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures (par carbonatation). Ces faibles teneurs en portlandite s'expliquent par la nature du liant (CEM III) et la formulation (BAP). Ces deux derniers résultats (porosité, teneur en portlandite) conduisent à s'interroger sur la durabilité de ce béton vis-à-vis du phénomène spécifique de carbonatation.

Au sein de la zone d'investigations, on observe une faible variabilité des résultats individuels, sauf pour l'essai d'absorption capillaire et la pseudo-perméabilité à l'eau (C_a, w).

b) Évaluations électrochimiques

Résistivité

La cartographie des mesures de résistivité montre la présence de 2 zones singulières présentant des résistivités significativement plus faibles. Ces zones correspondent aux zones où des carottes ont été prélevées et où un rebouchage à l'aide d'un mortier a été effectué. Ces faibles résistivités s'expliquent probablement par la teneur en eau du mortier récemment appliqué et éventuellement par la composition de ce mortier.

Hormis ces valeurs singulières, les résistivités mesurées sur la zone d'investigations varient entre 86 et 126 kΩ·cm (moyenne : 102 kΩ·cm). Les résistivités sont globalement homogènes (écart-type de 10 kΩ·cm). Sur la base des indications RILEM, ces valeurs correspondraient à un béton de CEM III non carbonaté en exposition extérieure humide.

Potentiel d'électrode

Les mesures de potentiels ont été effectuées sur les armatures longitudinales et transversales avec un pas de mesures de 2 cm, ce qui permet de les exploiter sous forme de cartographies (voir Figures 2.30 et 2.31).

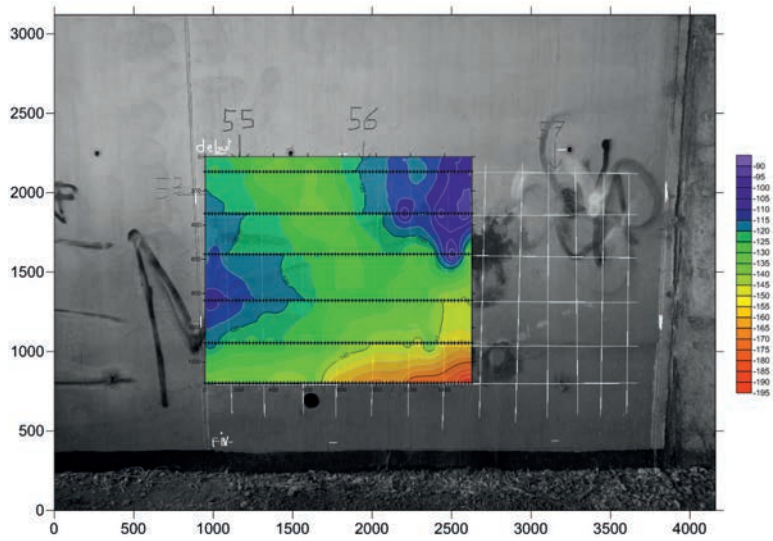


Figure 2.30 – Cartographie des mesures de potentiel réalisées sur les armatures horizontales.

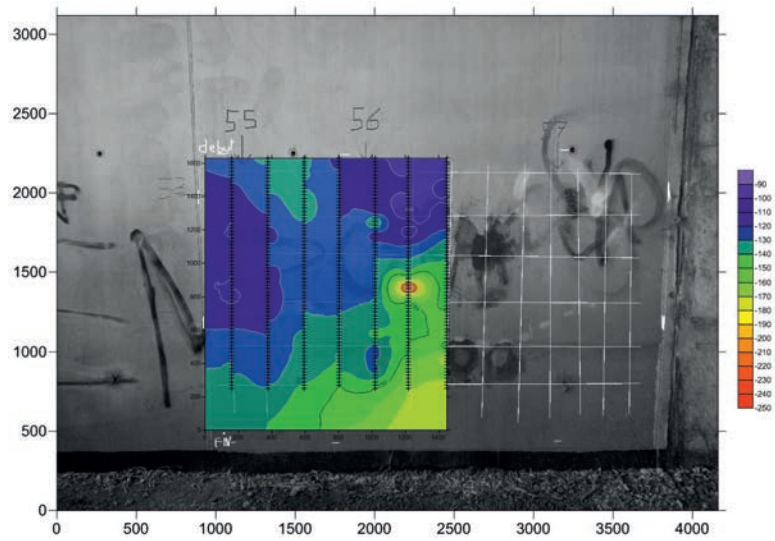


Figure 2.31 – Cartographie des mesures de potentiel réalisées sur les armatures verticales.

Le Tableau 2.38 présente les données descriptives des mesures de potentiels [mV].

Tableau 2.38 – Mesures de potentiel d'électrode.

Potentiel [mV]	Armatures horizontales	Armatures verticales
Minimum	– 190	– 260
Maximum	– 90	– 90
Moyenne	– 131	– 129
Écart maximum	– 100	– 170

Sur la zone d'auscultation considérée, l'écart maximum de potentiels est respectivement de 100 et 170 mV pour les armatures horizontales et verticales. L'application directe des principes du COST 509 indiquerait donc que les armatures horizontales ne présentent pas de corrosion. En revanche, elle indiquerait une corrosion sur les armatures verticales. La cartographie des potentiels montre en effet une zone singulière localisée présentant des potentiels significativement plus électronégatifs. Cette situation pourrait être symptomatique d'une zone anodique et donc d'une corrosion de l'armature à cet endroit.

Afin d'avoir une approche qualitative plus fine, les gradients horizontaux et verticaux des potentiels ont été étudiés. Les gradients supérieurs à 10 mV/cm sont susceptibles d'être symptomatiques de zones anodiques et donc de présence de corrosion. Concernant les armatures horizontales, l'analyse indique l'existence de gradients supérieurs à 10 mV/cm (maximum : 17,5 mV/cm). Les données indiquent que ces gradients sont localisés sur la troisième armature horizontale. Il s'agit en réalité d'une zone localisée présentant des potentiels moins électronégatifs. Il ne s'agit donc pas d'une zone anodique. Concernant les armatures verticales, l'analyse indique également l'existence de gradients supérieurs à 10 mV/cm (maximum : 35 mV/cm). Ces valeurs pourraient indiquer la présence localisée d'une zone anodique et donc de corrosion sur cette sixième armature.

3.1.5.4. Conclusions tirées

Les investigations menées sur le piédroit ouest du passage inférieur n°1 de la déviation nord de Loudéac sur la RN164 conduisent aux résultats suivants :

- Respectivement 10 et 0 % des enrobages mesurés sur les armatures horizontales et verticales sont inférieurs à l'enrobage attendu (45 mm).
- Compte tenu de l'environnement (XC4), le risque principal de dégradation est la corrosion due à la carbonatation ; la profondeur de carbonatation mesurée est nulle à ce jour. Au regard de l'absence de carbonatation et des enrobages mesurés, le risque de corrosion dû à la carbonatation est nul à ce jour. Cependant, les valeurs de porosité relativement élevées et les valeurs de teneur en portlandite conduisent à s'interroger sur la durabilité de ce béton vis-à-vis du phénomène spécifique de carbonatation sur le long terme.
- Les teneurs en chlorures totaux mesurées dans le béton d'enrobage sont importantes mais restent inférieures au seuil critique théorique d'initiation de la corrosion. Il n'a pas été observé de phénomène de pénétration de chlorures depuis l'extérieur. Les fortes teneurs en chlorures s'expliquent uniquement par l'apport en chlorures provenant du ciment au laitier CEM III.
- Les valeurs d'indicateurs de durabilité indiquent globalement un béton de classe de durabilité potentielle « élevée » selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004], qui pourrait correspondre à une durée de vie prévisible de l'ordre de 100 ans. Cependant, si le béton satisfait le critère de perméabilité aux gaz, en revanche il ne respecte pas le critère de porosité exigé au marché ; la valeur relativement élevée de la porosité peut s'expliquer principalement par le fort volume de pâte de ciment dans un béton autoplaçant.
- Les valeurs des indicateurs de durabilité mesurées sur carottes sont cohérentes avec celles mesurées sur éprouvettes lors de la construction.
- Les évaluations électrochimiques sont cohérentes avec les résultats précédents ; les résultats indiquent un risque de corrosion négligeable à faible à ce jour :
  - les résistivités mesurées *in situ* sont globalement comprises entre 90 et 120 kΩ·cm ;
  - hormis une zone localisée sur une armature verticale, les gradients de potentiels ne montrent pas de zones anodiques.

3.1.6. Ouvrage maritime X

3.1.6.1. Présentation de l'ouvrage

Le présent rapport concerne un ouvrage maritime X situé sur la façade méditerranéenne. L'ouvrage est volontairement anonymisé.

Les investigations concernent une structure maritime ainsi qu'un élément témoin (Figure 2.32) situé sur le terre-plein à côté de l'ouvrage. Le bétonnage de l'ouvrage s'est déroulé de début 2014 jusqu'à début 2015, et l'élément témoin a été coulé au début 2014. La structure a une longueur de 87,5 m, une largeur de 15 m et une hauteur de 13 m.

La durée de vie de l'ouvrage était prévue pour 50 ans et, pour atteindre cet objectif, il a été retenu les choix techniques suivants :

- utilisation d'un Béton Haute Performance de classe C60/75 ;
- mise en place de l'approche performantielle des bétons ;
- coffrages équipés d'une membrane à perméabilité contrôlée côté mer ;
- isolation électrique des câbles de précontrainte ;
- protection cathodique des aciers passifs (durée de vie 10 ans).

Figure 2.32 – Vue de l'élément témoin.

Les prélèvements de type carottage réalisés dans le cadre de cette étude ont été réalisés sur l'élément témoin. Les résultats d'essais, épreuves d'étude, de convenance et de suivi de travaux sont issus de la construction de l'ouvrage maritime.

L'ensemble des parties accessibles de l'ouvrage ainsi que l'élément témoin relèvent des classes d'exposition XC4, XS3, selon la norme NF EN 206/CN.

3.1.6.2. Historique des travaux et état actuel

Les préconisations du CCTP concernant le béton sont les suivantes :

- C60/75, classe d'exposition XC4, XS3, teneur minimale en liant équivalent 350 kg, rapport E_{eff}/L_{eq} inférieur à 0,35, ciment CEM I, CP, PM, Cl 0,2, D_{max} = 20 mm ;
- niveau de prévention vis-à-vis de l'alcali-réaction : C ;
- niveau de prévention vis-à-vis de la réaction sulfatique interne : Ds (catégorie d'ouvrage III et classe d'exposition XH3) ;
- approche performantielle de la durabilité des bétons – Indicateurs à 90 jours :
  - porosité accessible à l'eau, P_{eau} < 11 %,
  - coefficient de diffusion apparent des chlorures, D_{rcm} < 2,5×10^{-12} m^2/s,
  - perméabilité aux gaz, k_{gaz} < 50×10^{-18} m^2.

Les seuils pris en compte correspondent à la classe « élevée » du guide AFGC 2004 [AFGC, 2004].

La formulation du béton est présentée dans le Tableau 2.39.

Tableau 2.39 – Formulation du béton.

Formulation du béton	BHP C60/75 XS3 XC4 S5 D_{max}20
Quantité de ciment	280 kg/m^3
Type de ciment	Ciment CEM I 52,5 N SR3 CE PM-CP2 NF
Quantité additions minérales	120 kg/m^3
Type additions minérales	Laitiers de hauts fourneaux
Dosage en eau	Eau efficace 132 l/m^3
Rapport Eau efficace/liant équivalent	< 0,35
Granulats par tranche granulaire	Sable 0/4 et gravillon 6,3/16
Adjuvantation	1 superplastifiant et 1 retardateur

Les caractéristiques du béton à l'état frais sont présentées dans le Tableau 2.40.

Tableau 2.40 – Caractéristiques du béton frais.

Étalement	210 ± 30 mm
Table à choc	500 ± 30 mm
Masse volumique théorique	2 489 kg/m^3

Le Tableau 2.41 de synthèse rassemble les résultats d'essais obtenus en cours de chantier (les résultats sont ceux du Cerema sauf ceux précisés « LE = labo entreprise »).

Tableau 2.41 – Valeurs des indicateurs de durabilité à la construction.

Suivi prélèvements		Suivi chantier 1	Suivi chantier 2	Suivi chantier 3	Suivi chantier 4	Suivi chantier 5	Suivi chantier 6	Suivi chantier 7
Date prélèvements		17-06-2014	10-07-2014	05-08-2014	19-08-2014	04-09-2014	02-10-2014	
Indicateurs de durabilité								
Porosité accessible à l'eau à 28 jours [%]	P_{eau28}	9,8 et 10,0 (LE 10,6)	NR (LE 10,4)	10,1 (LE 10,6)	NR	NR	NR	10,0
Porosité accessible à l'eau à 90 jours [%]	P_{eau}	9,9 (LE 10,5)	NR (LE 9,5)	11,0 (LE 10,5)	NR	NR	NR	10,2
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	2,5 (LE 3)	NR (LE 2,8)	2,6 (LE 2,4)	NR	NR	NR	NR
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	NR (LE 27)	NR (LE 42)	31 (LE 23)	NR	NR	NR	NR
Autres caractéristiques								
Étalement [mm] – Affaissement table à chocs [mm]		230 – 555	226 – 590	210 – 565	205 –	215 –	217 –	200 – 590
Résistance à la compression à 7 jours [MPa]	f_{c7}	67,0 (LE 62,9)	70,6 (LE 69,3)	68,3 (LE 70,7)	76,3	68,5	73,5	69,5 (LE 53,2)
Résistance à la compression à 28 jours [MPa]	f_{c28}	97,0 (LE 96,3)	100,3 (LE 90,1)	93,9 (LE 92,5)	107,0	93,2	98,7	94,0 (LE 94,7)

LE = laboratoire de l'entreprise - NR = non réalisé

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « élevée ».

3.1.6.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Dans le cadre du Projet National PerfDuB, le Cerema a défini et réalisé le programme d'investigations suivant sur des prélèvements effectués sur l'élément témoin, élément représentatif de la structure construite :

- mesures de témoins de durée de vie : carbonatation et pénétration de chlorures ;
- mesures d'indicateurs de durabilité : porosité et absorption capillaire, perméabilité aux gaz, diffusion apparente des chlorures et carbonatation ;
- mesures de résistances à la compression du béton.

Il est rappelé que les travaux prévoient l'usage d'une membrane à perméabilité contrôlée sur les coffrages côté mer de la structure. Afin de qualifier l'interaction sur le béton de ce dispositif, l'élément témoin a des faces réalisées avec cette membrane et des faces sans.

a) Témoins de durée de vie mesurés sur l'élément témoin

Ces témoins de durée de vie sur un ouvrage aussi récent (un à deux ans d'âge) ne sont pas utiles à ce jour, ils ont pour objectif d'obtenir un point de référence et pourront permettre ultérieurement de vérifier la progression de ces agents agressifs.

Les résultats montrent une moyenne de profondeur de carbonatation de 2 mm (minimum 1 - maximum 2,5 mm) dans les zones sans membrane et 0,5 mm (minimum 0 - maximum 1 mm) dans les zones avec membrane.

Les mesures de profils de chlorures portent sur 4 prélèvements, 2 sur parement avec coffrage équipé de la membrane et 2 sur parement avec coffrage non équipé. Les résultats obtenus montrent que pour toutes les carottes, dès la première tranche (comprise entre 0 et 10 mm du parement) et pour les tranches suivantes testées, la teneur en chlorures est inférieure à 0,005 % de la masse du béton (limite de détection de l'essai).

b) Indicateurs de durabilité mesurés sur l'élément témoin

Ces indicateurs sont synthétisés dans le Tableau 2.42.

Tableau 2.42 – Valeurs des indicateurs de durabilité mesurés sur l'élément témoin.

Synthèse des données		
Témoins de durée de vie		
Profondeur de carbonatation [mm]	p_c	< 2,5 mm
Dosage en chlorures libres au niveau du parement [% de la masse de ciment]	$[Cl^-]$	< 0,031
Indicateurs de durabilité		
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	1,9
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	9,9
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	20
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [g/m^2]	C_a	811
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	0 ; 0
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	0 ; 0
Résistance caractéristique sur site [MPa] / Classe de résistance	f_c **Classe**	87,3 C100/115

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Les résultats d'indicateurs de durabilité obtenus sur carottes sont cohérents avec ceux obtenus sur éprouvettes dans le cadre des épreuves de contrôle de construction de la structure. Les indicateurs mesurés sur l'élément témoin sont un peu meilleurs que ceux mesurés lors du contrôle de la structure.

Concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « élevée ».

3.1.6.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du projet PerfDuB sur le béton de l'élément témoin d'un ouvrage maritime X situé sur la façade méditerranéenne permettent d'identifier que :

- les valeurs des indicateurs de durabilité obtenues sur prélèvements (carottages) comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « élevée » ;
- les valeurs d'indicateurs de durabilité mesurées sur prélèvements (carottages) sont cohérentes avec celles mesurées sur éprouvettes lors de la construction de la structure ;
- les exigences du CCTP quant aux indicateurs de durabilité sont respectées par les résultats d'essais que ce soit sur éprouvettes lors de la construction ou sur prélèvements (carottages) ;
- les témoins de durée de vie mesurés constituent un point de référence à 2 ans et pourraient permettre ultérieurement de vérifier la progression des agents agressifs.

3.2. Ouvrages entre 20 et 50 ans d'âge

3.2.1. Quai des TCD sur le Scorff

3.2.1.1. Présentation de l'ouvrage

Le quai des TCD, construit au cours des années 1964 et 1965, est utilisé pour l'armement des navires. Il s'agit d'un appontement sur pieux métalliques composé de trois parties (Figure 2.33) :

- la partie principale de l'ouvrage, parallèle au chenal du Scorff, présentant un linéaire accostable de 180 m de long ;
- le môle d'accès situé au sud, d'une longueur de 109,34 m ;
- le retour nord de l'appontement d'une longueur de 52,11 m.

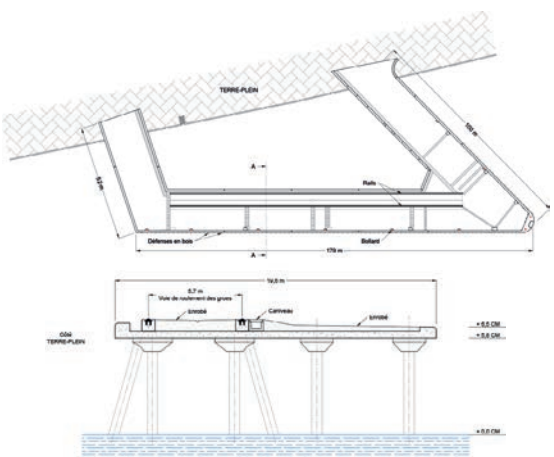


Figure 2.33 – En haut, vue en plan du quai avec le môle d'accès à droite ; en bas, coupe transversale du quai.

Figure 2.34 – À gauche, vue du quai des TCD sur le Scorff ; à droite, chapiteaux sur les pieux inclinés.

Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé de 42 cm d'épaisseur, dépourvue de poutres raidisseurs ; elle repose sur des pieux métalliques verticaux et obliques au moyen de champignons de couronnement en béton armé (Figure 2.34). Cette dalle est surmontée d'une structure de chaussée de 25 cm côté mer et de 50 cm côté terre. Le tablier a une largeur de 19,60 m en partie courante et présente une pente transversale de 1,5 % environ.

L'ouvrage est situé en environnement marin (XS3). L'intrados du tablier est exposé aux embruns. Par fort coefficient de marée, il peut être exposé à des éclaboussures.

3.2.1.2. Historique des travaux et état actuel

En 1992, des travaux de reprise et de ragréage des chapiteaux des pieux ont été réalisés. En 2010, une réhabilitation du front d'accostage et la construction d'une voie de grue ont été effectuées.

En 1997, l'inspection détaillée du CETE mettait en évidence :

- des défauts au niveau des ragréages des champignons de couronnement des pieux ;
- des désordres dus au vieillissement du béton armé et non à des défauts mécaniques de l'ouvrage ;
- des travaux de ragréage des épaufrures dues aux chocs de bateaux.

En 2003, l'inspection technique de Veritas « ne faisait pas état de désordres en sous-face de dalle tels que épaufrures dans le béton, aciers corrodés apparents… ». Si cette inspection a été correctement opérée, on peut en déduire que les désordres observés en intrados de dalle lors de l'inspection détaillée de 2012 sont probablement apparus après 2003.

En 2012, l'inspection détaillée menée par la société Concrete concluait que : « L'ouvrage construit en 1965 est dans un état général médiocre. La répartition des désordres est relativement homogène et indépendante de leur localisation sur l'ouvrage. Aucun désordre d'origine structurelle n'a été relevé.

Au niveau du tablier, la surface de l'ouvrage, revêtue, est en bon état général. En intrados, on observe quelques désordres sans gravité à court terme : des ligatures de montage corrodées, du faïençage, quelques éclats de béton sans ou avec armatures apparentes corrodées, des zones de ségrégation, des traces d'humidité active et efflorescence blanche au niveau des joints de dilatation et des évacuations des eaux pluviales.

La grande majorité des chapiteaux présente de nombreux désordres conséquences du vieillissement du matériau et/ou accompagnées de coulures couleur rouille, des éclats de béton sans ou avec armatures apparentes corrodées, et de nombreux ragréages fissurés. »

3.2.1.3. Investigations réalisées en 2012

En 2012, l'ouvrage a fait l'objet d'un diagnostic de durabilité du béton armé de la dalle du quai. Les investigations ont été menées sur l'intrados de la dalle, sur un chapiteau et sur la joue de dalle. Sur ces zones, les investigations suivantes ont été effectuées : relevé statistique des enrobages, détermination des indicateurs de durabilité, profils de pénétration des chlorures (libres et totaux), cartographie des potentiels d'armatures, cartographie des résistivités électriques, mesures de densités de courant de corrosion.

Les principaux résultats concernant l'intrados de la dalle sont rappelés ci-après :

- les profondeurs du front de chlorures libres et de chlorures totaux sont respectivement de 52 mm et 60 mm ;
- les mesures (effectuées au GalvaPulse) montrent des potentiels compris entre – 121 et + 51 mV (Ag/AgCl). Le rapport indique que, compte tenu des gradients de potentiels (cartographie), il n'y a pas de zones anodiques sur la zone auscultée ;
- les mesures (effectuées avec un Résipod) sont globalement comprises entre 50 et 100 kΩ·cm correspondant à un risque de corrosion faible ;
- les mesures (effectuées avec un GalvaPulse) sont homogènes sur la zone d'auscultation et comprises entre 0,1 et 2,2 µA/cm^2. Ces valeurs correspondent à une activité de corrosion négligeable à faible.

Les résultats des indicateurs de durabilité déterminés sur la joue de la dalle, conformément au guide du LCPC de 2010 [LCPC, 2010], sont présentés dans le Tableau 2.43.

Tableau 2.43 – Valeurs des indicateurs de durabilité déterminés sur les joues de la dalle.

Indicateurs de durabilité		Joue de la dalle
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} m^2·s^{-1}]	D_{rcm}	2,3 (1,9/2,6)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	68,5 (81/56)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	11,3 (11,0/11,5)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	154 (43/266)
Autres caractéristiques		
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 323 (2 318/2 327)

3.2.1.4. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Les investigations ont été réalisées sur le môle sud en intrados, à hauteur d'homme, à proximité de la rive. Les investigations ont été menées sur une zone d'une largeur de 1,40 m et d'une longueur de 1,70 m. Sept carottes ont été prélevées. Les principales conclusions en sont les suivantes.

- Au regard du phénomène de carbonatation et des enrobages mesurés, le risque de corrosion dû à la carbonatation est nul (profondeur de carbonatation de l'ordre du mm).
- Le principal risque de dégradation est la corrosion due aux chlorures ; la profondeur moyenne du front de chlorures (défini comme la valeur supérieure au seuil critique d'initiation de la corrosion) est de 30 mm. La Figure 2.35 illustre ces profils pour les 3 carottes prélevées.

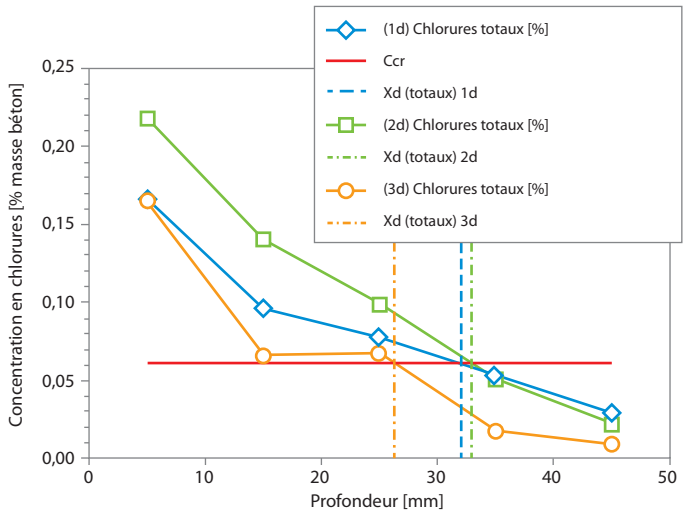


Figure 2.35 – Profils de pénétration des chlorures totaux pour les carottes 1d, 2d et 3d (par masse de béton).

- La quasi-totalité des enrobages des aciers longitudinaux mesurés sont inférieurs à 50 mm. Les armatures transversales de la dalle sont mieux protégées (par conception). Cependant, une proportion importante d'entre elles ont un recouvrement inférieur à 50 mm (32 %) (voir Tableau 2.44).

Tableau 2.44 – Données relatives aux mesures d'enrobage (mm).

Partie - Zone	Armatures longitudinales					Armatures transversales				
	Min.	Moy.	≤ 50	e_{95+}*	e_{95-}**	Min.	Moy.	≤ 50	e_{95+}*	e_{95-}**
Quai sud intrados	17	40	97 %	20	48	38	58	32 %	40	69

* 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+}.

** 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

Le croisement des informations issues de l'étude statistique des enrobages avec les informations issues de la pénétration des chlorures permet d'estimer la proportion d'armatures situées dans un enrobage en béton chloruré (Figure 2.36). Respectivement 18 % et 0 % des armatures longitudinales et transversales sont situées dans un béton pollué par les chlorures et donc susceptibles d'être dépassivées.

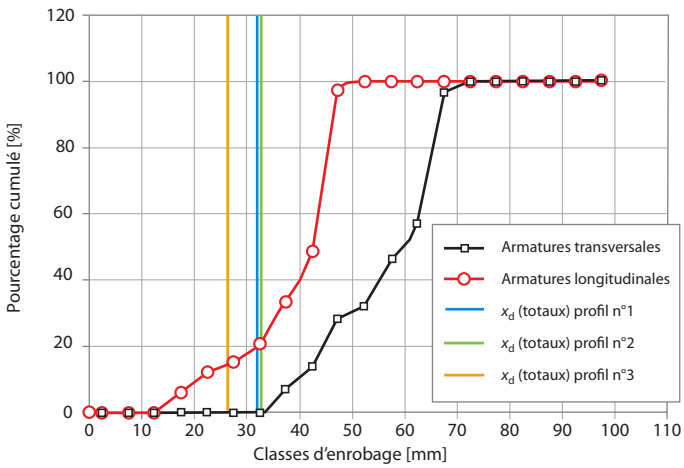


Figure 2.36 – Croisement de la distribution statistique cumulée des enrobages avec la profondeur des fronts de chlorures.

Compte tenu de l'âge de l'ouvrage et de la profondeur du front de chlorures mesurée, la durée de vie moyenne de l'ouvrage estimée aurait été de l'ordre de 140 ans si à l'époque de la construction les enrobages indiqués par l'Eurocode 2 avait été appliqués.

Les mesures de potentiel d'électrode indiquent des gradients de potentiels respectivement inférieurs à 5,5 mV/cm et 7,5 mV/cm pour les armatures transversales et longitudinales. Les gradients de potentiels ne permettent pas d'identifier nettement de zones anodiques. Les gradients localisés mesurés sur les armatures longitudinales sont cependant plus importants que ceux obtenus sur les transversales et semblent donc indiquer un risque de corrosion plus grand. On peut néanmoins en conclure que les armatures ne sont pas soumises actuellement à de la corrosion.

Les résistivités mesurées *in situ* sont comprises entre 35 et 76 kΩ·cm (58 en moyenne). Les résistivités sont globalement homogènes (écart-type de 9 kΩ·cm). La plupart des valeurs se situent dans la plage 50–100 kΩ·cm. Compte tenu de la nature du liant (ciment Portland artificiel), les valeurs de résistivité mesurées correspondent à un faible risque de corrosion (selon la recommandation RILEM TC 154 [Elsener, 2003]).

Les valeurs des indicateurs de durabilité sont indiquées dans le Tableau 2.45.

Tableau 2.45 – Valeurs obtenues pour les indicateurs de durabilité.

Indicateurs de durabilité		Zone
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	4,1 (3,8/3,9/4,6)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	159 (170/150/157)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	12,8 (12,6/13,0/12,7)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	89 (78/73/115)

Autres caractéristiques		
Pseudo-perméabilité à l'eau liquide [kg·m^{-2}·h$^{-0,5}$]	w	1,06 (1,02/1,08/1,07)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	5,18 (5,03/5,30/5,22)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 299 (2 293/2 286/2 291)
Résistance à la compression brute et corrigée [MPa]	f_{cb}, f_{cc}	73
Carbonatation accélérée (4 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	0 ; 0
Carbonatation accélérée (50 %) à x et y jours [mm]	x_{cx} ; x_{cy}	Non mesurée
Teneur en matière carbonatable : [Ca(OH)$_2$] potentiométrie / SAA / psdATG [%]	[Ca(OH)$_2$]	26,8 / 23,5 / 33,2

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Les valeurs d'indicateurs indiquent un béton de classe de durabilité potentielle « moyenne » à « élevée » selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004], qui pourrait correspondre à une durée de vie prévisible de l'ordre de 100 ans.

À titre indicatif, le Tableau 2.46 ci-dessous rappelle les seuils des 3 indicateurs * extraits du fascicule 65 du cahier des charges techniques (CCTG) [Fascicule 65, 2017] pour une durée de vie de projet de 100 ans.

Tableau 2.46 – Seuils des indicateurs de durabilité prescrits par le fascicule 65 [Fascicule 65, 2017].

Classe d'exposition	Enrobage $c_{min,dur}$ Classe structurale S6 [mm]	P_{eau}* [%]	k_{gaz}* [10^{-18} m^2]	D_{rcm}* [10^{-12} m^2·s^{-1}]
XC4	40	< 14,5	< 200	–
XS3	55	< 13	< 200	< 3,5

* Indicateurs mesurés sur les éprouvettes de béton à 90 jours.

Les deux coefficients apparents de diffusion des chlorures mesurés sont $2{,}3\times10^{-12}$ m^2·s^{-1} (face latérale de la dalle) et $4{,}1\times10^{-12}$ m^2·s^{-1} (intrados de la dalle). Dans le premier cas, il est en dessous de tous les seuils fixés et, dans le second cas, il est un peu au-dessus des seuils fixés. Le béton constituant la face inférieure de la dalle satisfait à tous les critères sauf le critère relatif au coefficient de diffusion des chlorures pour la classe d'exposition XS3. Les résultats obtenus sont cependant très proches du seuil.

Mais il faut bien sûr être prudent dans l'analyse de ces résultats car les indicateurs évoluent dans le temps (« effet vieillissement »). Les valeurs obtenues en 2012 et 2016 (âge du béton : 47 et 51 ans) ne sont pas les mêmes que celles qui auraient été mesurées lors de la construction en 1965.

3.2.1.5. Conclusions tirées

Les investigations menées sur l'intrados de la dalle du quai des TCD conduisent aux résultats suivants :

- en ce qui concerne le phénomène de carbonatation et les enrobages mesurés, le risque de corrosion dû à la carbonatation est nul ;
- le principal risque de dégradation est la corrosion due aux chlorures de l'eau de mer ; la profondeur moyenne du front de chlorure est de 30 mm après 50 ans. Compte tenu des enrobages mesurés, respectivement 18 % et 0 % des armatures longitudinales et transversales seraient situées dans un béton pollué par des chlorures et donc susceptibles d'être dépassivées ;
- les valeurs des indicateurs de durabilité indiquent un béton de classe de durabilité potentielle « moyenne » à « élevée » selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004], ce qui pourrait correspondre à une durée de vie prévisible d'environ 100 ans ;
- les évaluations électrochimiques semblent confirmer les résultats précédents ; elles indiquent un risque de corrosion faible à modéré :
  - les résistivités mesurées *in situ* sont comprises entre 50 et 100 kΩ·cm et correspondent à un faible risque de corrosion,
  - les gradients de potentiel n'identifient pas clairement de zones anodiques.

3.2.2. Pont Chateaubriand

3.2.2.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont Chateaubriand permet de relier les communes de Dol-de-Bretagne et Dinan *via* la RN176 sur un axe Normandie–Bretagne en franchissant la Rance au sud de Saint-Malo. Il a été construit entre 1987 et 1991 (Figure 2.37).

Figure 2.37 – Vue générale du pont Chateaubriand.

Cet ouvrage est constitué par un arc supportant, par l'intermédiaire de piles, un tablier mixte qui comporte 15 travées, pour une longueur totale de 424 m (Figure 2.38). Le tablier présente une largeur hors tout de 11,0 m ; il est déversé à 2,5 % du sud vers le nord et supporte une chaussée bidirectionnelle de 7,0 m sans séparateur central et deux bandes d'arrêt d'urgence de 2,0 m de large.

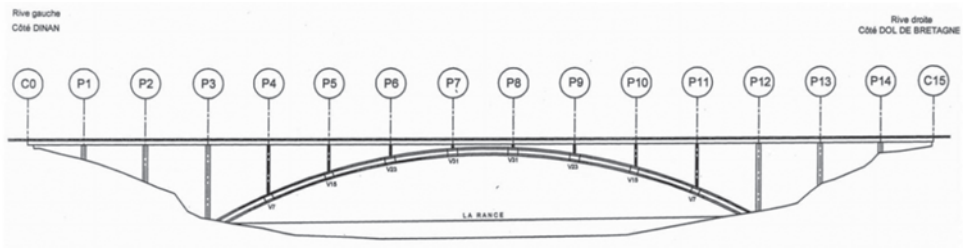


Figure 2.38 – Vue en élévation du pont.

L'ouvrage est situé en environnement marin, et relève des classes XC4 et XS3. Les piles P3 et P12 sont soumises au marnage. Les piles situées sur l'arc (dont la pile P11) sont, elles, exposées aux embruns.

3.2.2.2. Historique des travaux et état actuel

Les piles P11 et P12 comportent dans leur partie inférieure respectivement des aciers HA 32 et HA 25, sur des hauteurs respectives de 9,50 m et 23,86 m.

La composition du béton des piles est présentée dans le Tableau 2.47.

Tableau 2.47 – Formulation du béton des piles du pont.

Composition de la formule de béton			
Constituant	**Classe**	**Provenance**	**Quantité [kg/m³]**
Ciment	CPA HP PM (CEM I)	Lafarge, Saint-Vigor	400
Sable	0/4	Simura, Mauron	786
Gravillon	8/12	Saint-Guinoux	342
Gravier	12/18	Saint-Guinoux	684
Eau (totale)		Réseau potable	205

Dans le cadre du suivi de la construction de l'ouvrage, le béton des piles a fait l'objet de contrôles réguliers de la résistance en compression (Tableau 2.48).

Tableau 2.48 – Contrôle des valeurs de résistance en compression à la construction.

	Résistance en compression [MPa]			
	Nombres d'éprouvettes	**Valeur moyenne**	**Valeur minimale**	**Valeur maximale**
Toutes les piles	346	46,7	35,0	57,0
Pile P11	53	47,4	40,5	53,5
Pile P12	35	44,9	37,5	48,6

Le pont Chateaubriand a fait l'objet d'inspections détaillées en 1996, 2001, 2011 et d'un diagnostic en 2013. Le rapport d'inspection détaillée de 2001 mentionne des fissures sur les piles qui ont peu évolué depuis l'inspection de 1996.

En 2013, dans le cadre de l'étude de faisabilité du doublement de l'ouvrage, le Cerema Ouest a réalisé un diagnostic de durabilité du béton armé. Ce diagnostic a porté sur l'arc, les piles et le hourdis du tablier mixte. Au moment de ce diagnostic, l'ouvrage avait 22 ans. Les investigations ont porté sur les piles P11 amont et P14 amont et ont donné les résultats suivants.

a) Relevé statistique des enrobages

Tableau 2.49 – Données statistiques des enrobages de béton.

Zone	Armatures horizontales				Armatures verticales			
	Moy.	Min.	< 50 [%]	e_{95}*	Moy.	Min.	< 50 [%]	e_{95}*
Pile P11	51	21	52	65	71	9	4	86

* 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95}.

Pour les armatures horizontales, on note qu'environ 50 % des enrobages mesurés sont inférieurs à l'enrobage attendu pour ce type d'exposition (Tableau 2.49).

b) Indicateurs de durabilité et autres paramètres

Ils ont été déterminés conformément au guide LCPC 2010 [LCPC, 2010] (Tableau 2.50).

Tableau 2.50 – Valeurs des indicateurs de durabilité mesurés en 2013 (22 ans d'âge).

Indicateurs de durabilité		Pile P14
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	28,3 (29,3/27,2)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	36 (31/41)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	14,8 (14,8/14,7)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	871 (641/1 100)
Autres caractéristiques		
Perméabilité à l'eau liquide [$kg \cdot m^{-2} \cdot h^{-0,5}$]	w	1,33 (1,27/1,38)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	6,06 (5,84/6,27)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 239,5 (2 242,6/2 236,4)

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

c) Profils de pénétration des chlorures libres et de la carbonatation

Déterminé conformément au mode opératoire AFREM-AFPC [AFPC-AFREM, 1998], l'allure du profil indique une légère pénétration des chlorures libres, avec des teneurs très

inférieures au seuil théorique d'initiation de la corrosion, quelle que soit la profondeur dans l'enrobage (x_d = 0 mm). Le risque de corrosion des armatures dû à la pénétration des chlorures est nul au moment du diagnostic.

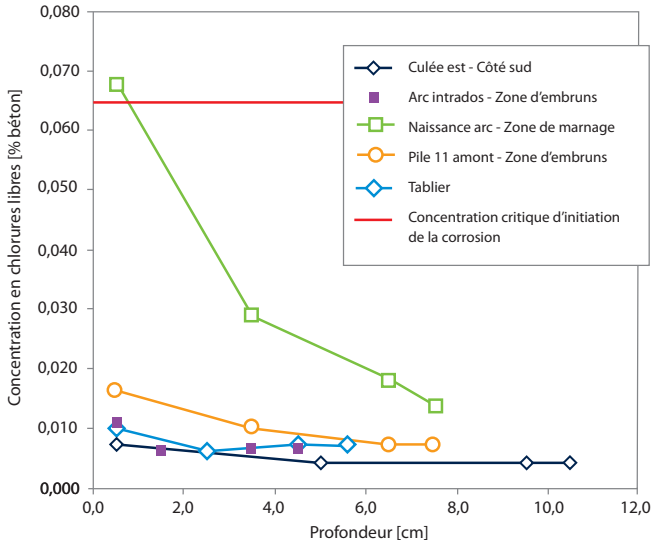


Figure 2.39 – Profils de pénétration des chlorures libres.

Il n'a pas été observé de phénomène de carbonatation (x_c = 0 mm).

3.2.2.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Les investigations ont été réalisées sur les piles P11 et P12 (voir Figure 2.40 et Tableau 2.51).

Figure 2.40 – Vue des zones auscultées.

Tableau 2.51 – Localisation des zones auscultées.

Pile	Localisation	Exposition	Zone d'investigations	Orientation	N° levée	Cote NGF* [m]	Surface
P11	Sur arc Rive droite, amont	Embruns	Z_{emb}	Nord-ouest	1	16,50	Largeur : 1,60 m Hauteur : 1,60 m
P12	En rivière Rive droite, amont	Marnage	Z_{mar}	Nord-est	1	3,50	Largeur : 1,50 m Hauteur : 2,65 m
		Éclaboussures	$Z_{écl}$	Nord	2	7,50	

* Cote basse de la zone considérée.

Les résultats sont les suivants.

a) Relevés statistiques des enrobages

Tableau 2.52 – Données relatives aux mesures d'enrobage (mm).

Partie / Zone	Armatures verticales						Armatures horizontales					
	Nbre	Min.	Moy.	≤ 50	e_{95+}*	e_{95-}**	Nbre	Min.	Moy.	≤ 50	e_{95+}*	e_{95-}**
Pile P11 Zone d'embruns (Z_{emb})	19	59	71	0 %	60	84	13	43	54	46 %	44	68
Pile P12 Zone de marnage et d'éclaboussures (Z_{mar} et $Z_{écl}$)	42	33	57	2 %	53	63	42	14	35	100 %	23	40

* 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+}.

** 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

Les principaux résultats des mesures d'enrobage figurent au Tableau 2.52. Les enrobages sont plus faibles pour P12-Z_{mar} et $Z_{écl}$ que pour P11-Z_{emb}, et respectivement 46 et 100 % des enrobages (armatures horizontales) mesurés sur P11 et P12 sont inférieurs à l'enrobage attendu de 50 mm pour ce type d'environnement (marnage, embruns, éclaboussures).

Les essais montrent une carbonatation moyenne peu importante du béton dans la zone d'embruns et dans celle de marnage de P11 : 2,6 mm. Dans la zone d'éclaboussures (pile P12 amont), il n'a pas été détecté de phénomène de carbonatation. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus lors du diagnostic de 2013.

b) Profils de pénétration des chlorures

Les graphiques suivants (Figure 2.41) présentent les profils de pénétration des chlorures totaux obtenus dans les trois zones d'investigations et les profondeurs de front de chlorures correspondantes (x_d).

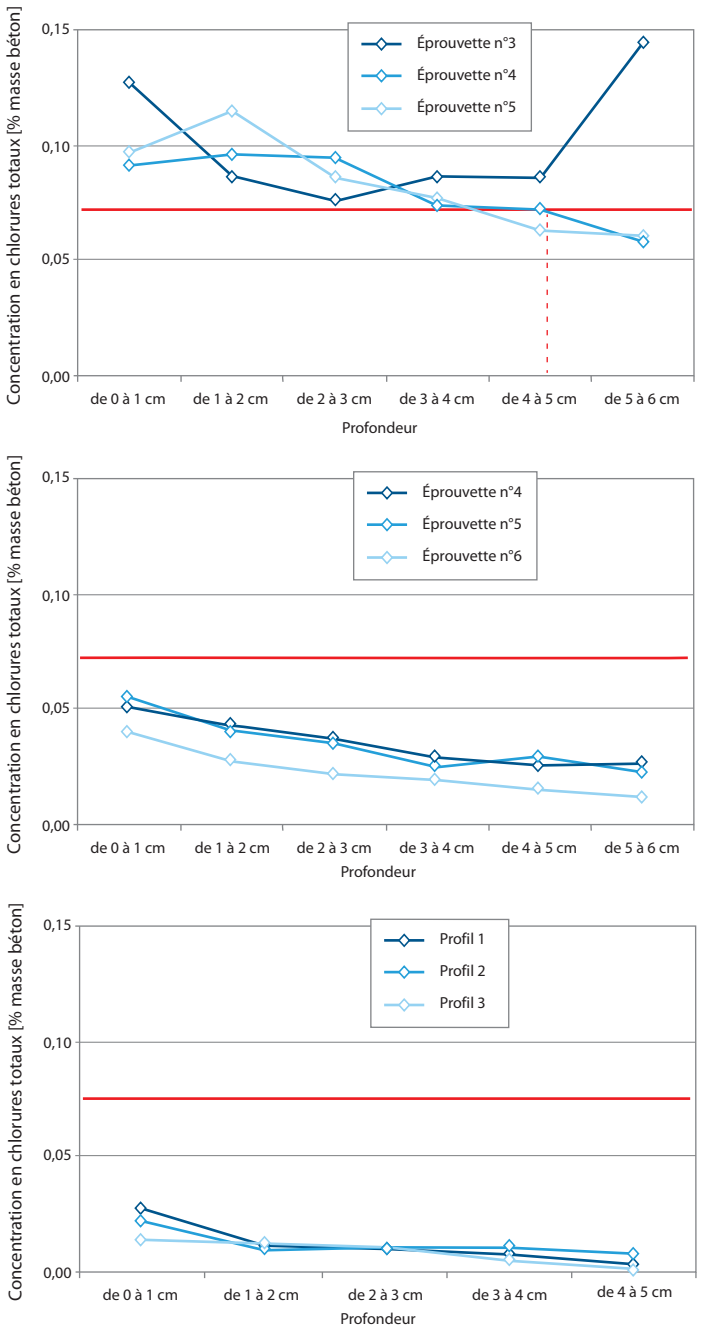


Figure 2.41 – Profils de pénétration des chlorures totaux obtenus dans les 3 zones auscultées.

Les profils sont strictement décroissants (hormis sur un profil en P12-Z_{mar} : teneur singulière) et ne montrent pas de phénomène de convection lié aux cycles d'humidification-séchage.

Cependant, la précision du profil lié à l'épaisseur et à la répartition des tranches de dosage peut masquer un tel phénomène. Les résultats obtenus sur la pile P11-Z_{emb} sont cohérents avec ceux obtenus lors du diagnostic de 2013.

L'exploitation graphique des profils permet d'estimer la profondeur du front de chlorures x_d(totaux) (épaisseur de béton pour laquelle la teneur en chlorures totaux est supérieure à la concentration critique d'initiation de la corrosion) (voir Figure 2.41).

Le phénomène de pénétration des ions chlorure diminue avec l'altimétrie. Il est maximal en zone de marnage (P12-Z_{mar}). Pour cette zone, la profondeur moyenne du front de chlorures est x_d = 43 mm. Il s'agit d'une profondeur importante pour un ouvrage de 25 ans au moment des investigations.

Le croisement des informations issues du relevé statistique des enrobages et des profondeurs de front de chlorures (x_d) permet d'estimer la proportion d'armatures situées dans un béton chloruré (enrobage inférieur à la profondeur du front de chlorures) et donc susceptibles d'être dépassivées. Le graphique suivant (Figure 2.42) illustre le principe de cette analyse pour la zone P12.

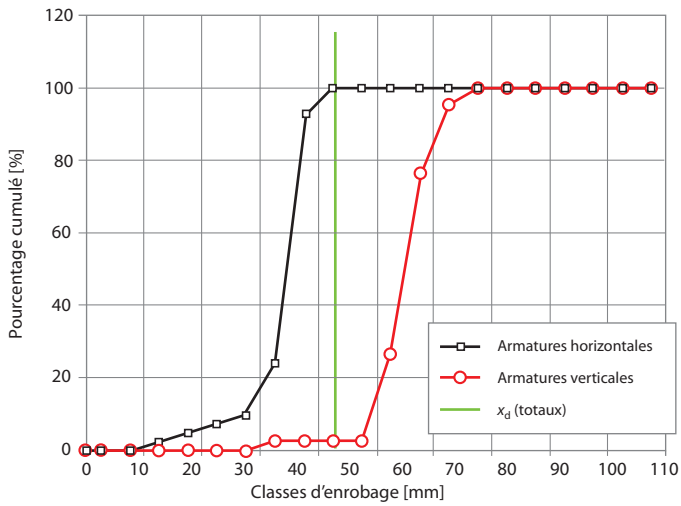


Figure 2.42 – Détermination graphique de la proportion d'armatures susceptibles d'être dépassivées.

Le Tableau 2.53 suivant présente, pour les zones d'auscultation considérées, les pourcentages statistiques d'armatures situées dans un béton chloruré et donc susceptibles d'être dépassivées.

Tableau 2.53 – Estimation du pourcentage d'armatures situées dans un béton chloruré.

Zone	Armatures verticales	Armatures horizontales
P11-Z_{emb}	0 %	0 %
P12-$Z_{écl}$	0 %	0 %
P12-Z_{mar}	5 %	100 %

Ces résultats montrent que le risque de dégradations dues à la corrosion est maximal en zone de marnage de la pile P12 : statistiquement, 100 % des armatures horizontales sont suscep-

tibles d'être dépassivées. Dans une moindre mesure, ce risque concerne également les armatures verticales (5 %).

c) Indicateurs de durabilité

Les indicateurs de durabilité ont été déterminés conformément au guide LCPC 2010 [LCPC, 2010] et sont reportés dans le Tableau 2.54.

En termes de capacité de résistance à la pénétration des agents agressifs, les essais menés sur les carottes extraites de la pile P11 indiquent que le béton se situe globalement dans une classe de durabilité potentielle faible. Au regard de l'environnement considéré (embruns, marnage), cette classe de durabilité correspond à une durée de vie potentielle (*D*) de l'ordre de 30 à 50 ans. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus en 2013 pour le béton de la pile P14.

Tableau 2.54 – Valeurs des indicateurs de durabilité pour la zone d'embruns de la pile 11.

Indicateurs de durabilité		P11 - Zone embruns
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	29,6 (30,6/33,4/24,9)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	38 (31/38/44)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	15,6 (15,8/15,0/16,0)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	415 (457/373/346)
Autres caractéristiques		
Pseudo-perméabilité à l'eau liquide [$kg \cdot m^{-2} \cdot h^{-0,5}$]	w	3,04 (3,06/2,97/3,08)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	6,73 (6,75/6,45/6,98)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 258 (2 243,5/2 272,5/2 236,1)
Résistance à la compression corrigée [MPa]	f_c (Z_{mar}) f_c ($Z_{écl}$) f_c (Z_{emb})	48,1 42,1 56,1
Carbonatation accélérée (4 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	0 ; 0
Carbonatation accélérée (50 %) à *x* et *y* jours [mm]	x_{cx} ; x_{cy}	Non réalisé
Teneur en matière carbonatable [%]	$[Ca(OH)_2]$	–
Dosage par potentiométrie		38,2 (37,4/38,3/39,0)
Dosage par SAA		39,9 (36,8/41,6/41,4)
Dosage par « pseudo-ATG »		23,0 (20,6/24,4/24,1)

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

À titre indicatif, le Tableau 2.55 rappelle les seuils d'indicateurs * issus du fascicule 65 du CCTG pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans [Fascicule 65, 2017].

Tableau 2.55 – Seuils spécifiés dans le fascicule 65 [Fascicule 65, 2017] pour les indicateurs de durabilité.

Classe d'exposition	Enrobage $c_{min,dur}$ Classe structurale S6 [mm]	P_{eau}* [%]	k_{gaz}* [10^{-18} m^2]	D_{rcm}* [10^{-12} m^2·s^{-1}]
XC4	40	< 14,5	< 200	–
XS3	55	< 13	< 200	< 3,5

* Indicateurs mesurés sur les éprouvettes de béton de 90 jours d'âge.

Le béton constitutif de la pile P11 (et P14 pour le diagnostic effectué en 2013) ne vérifie aucun des critères pour la classe d'exposition XS3.

La durée de vie potentielle *D´*, c'est-à-dire la durée estimée au bout de laquelle les armatures seront situées, en moyenne, dans un béton pollué par les chlorures et donc seront susceptibles de présenter une initiation de la corrosion, est présentée dans le Tableau 2.56.

Tableau 2.56 – Estimation de la durée de vie potentielle jusqu'à la dépassivation des aciers.

Zone	Durée de vie potentielle *D* *	Armatures verticales		Armatures horizontales	
		Enrobage moyen e_{moy} [mm]	Durée de vie potentielle *D´* **	Enrobage moyen [mm]	Durée de vie potentielle *D´* **
P11-Z_{emb}	30 à 50 ans	71	60 à 100 ans	54	35 à 60 ans
P12-Z_{mar} et $Z_{écl}$		57	40 à 65 ans	35	15 à 25 ans

* Durée de vie potentielle pour un enrobage conventionnel de 50 mm.

** Durée de vie potentielle corrigée D´ tenant compte de l'enrobage mesuré.

Cette valeur estimée de D_{rcm} à 90 jours correspond à une classe de durabilité très faible [AFGC, 2004], ce qui confirme l'inadéquation de la formulation de ce béton pour assurer la durabilité à 100 ans.

d) Cartographie des potentiels d'armatures

Les mesures de potentiels d'armatures (effectuées à l'aide d'un Canin/Proceq) ont été effectuées sur les armatures verticales à l'aide d'une électrode ($Cu/CuSO_4$) à roue avec un pas de 2 cm et avec une électrode à barre tous les 5 cm sur les armatures horizontales. Le Tableau 2.57 présente les données descriptives des mesures de potentiels [mV].

Tableau 2.57 – Mesures de potentiel d'électrode [mV] sur les piles P11 et P12.

	Pile P11		Pile P12	
	Armatures horizontales	Armatures verticales	Armatures horizontales	Armatures verticales
Minimum [mV]	20	– 40	– 555	– 530
Maximum [mV]	120	135	30	– 25
Moyenne [mV]	74	78	– 358	– 357
Écart maximum [mV]	24	39	116	107
Hauteur zone étudiée [m]	1,40	1,60	2,43	2,66
Largeur zone étudiée [m]	1,50	1,60	1,45	1,30

Pour la pile P11, les mesures montrent des potentiels essentiellement positifs représentatif d'un béton sec. La cartographie de potentiels ne met pas en avant de gradients significatifs. Il n'a pas été détecté de zones susceptibles d'être anodiques. La probabilité de corrosion est donc très faible.

Pour la pile P12, la cartographie montre un phénomène de gradient des potentiels en fonction de l'altimétrie. Ce phénomène est directement lié à l'exposition de la pile au phénomène de marnage. Les potentiels très électronégatifs (en partie basse) s'expliquent par une faible oxygénation des armatures due à la saturation en eau du béton et ne sont donc pas significatifs d'un phénomène de corrosion comme le laisserait entendre les seuils de l'ASTM. L'application des principes de COST 509 [Cox et al., 1997] et RILEM TC 154 [Elsener, 2003] conduit à conclure à l'absence de zones anodiques. La probabilité de corrosion est donc faible.

e) Mesures de résistivité électrique

Les mesures de résistivité effectuées dans la zone d'embruns (P11) sont supérieures à 10 kΩ·cm, ce qui correspond à un risque de corrosion modéré à faible, voire négligeable (selon RILEM TC 154 [Polder, 2000]).

Les mesures effectuées dans la zone de marnage sont globalement comprises entre 10 et 50 kΩ·cm correspondant à un risque de corrosion modéré.

3.2.2.4. Conclusions tirées

Les investigations menées sur les piles P11 (en zone d'embruns) et P12 (en zones de marnage et d'éclaboussures) du pont Chateaubriand sur la Rance conduisent aux résultats suivants :

- Les mesures indiquent une hétérogénéité des enrobages entre les zones d'investigations (sur les piles P11 et P12). Une proportion significative des armatures horizontales ne respecte pas les enrobages qui seraient attendus aujourd'hui pour une telle exposition (XS3).
- Au regard du phénomène de carbonatation quasi inexistant, le risque de corrosion due à la carbonatation est nul à ce jour.
- Le principal risque de dégradation est la corrosion due à la pénétration des chlorures.
- Le phénomène de pénétration des ions chlorure diminue avec l'altimétrie (exposition à la mer). Il est maximal en zone de marnage (P12-Z_{mar}) avec une profondeur du front critique

de chlorures de 43 mm. Il n'a pas été détecté de front critique de chlorures dans la zone d'embruns (P11-Z_{emb}) et la zone d'éclaboussures (P12-$Z_{écl}$).

- L'analyse croisée des statistiques d'enrobage et de la position du front de chlorures indique que 100 % des armatures horizontales de la zone P12-ZM sont susceptibles d'être dépassivées.
- Les indicateurs de durabilité indiquent que le béton de la pile P11 présente une faible capacité de résistance à la pénétration des agents agressifs (classe de durabilité faible) qui pourrait correspondre à une durée de vie potentielle faible compte tenu des enrobages mesurés : de 15 à 25 ans pour les armatures horizontales en zone P12-Z_{mar} et $Z_{écl}$, de 35 à 60 ans en zone P11-Z_{emb}. Ces durées de vie estimées à partir des indicateurs de durabilité sont cohérentes avec celles estimées à partir des profondeurs de pénétration des chlorures.
- Les mesures de résistivité sont cohérentes avec les résultats de pénétration des chlorures : elles indiquent un risque de corrosion diminuant avec l'altimétrie.
- Bien que l'approche de durabilité indique un risque fort d'initiation de la corrosion en zone P12-Z_{mar}, les mesures de potentiels d'armatures ne montrent pas à ce jour de signes corroborants (pas de détection de zones anodiques).

3.2.3. Pont de La Vachette

3.2.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont de La Vachette (Figure 2.43) a été construit entre 1984 et 1985, il permet à la RN94 de franchir la Durance sur le territoire de la commune du Val-des-Prés au lieu-dit La Vachette.

Figure 2.43 – Vue générale du pont de La Vachette, depuis la rive gauche en amont.

Le franchissement est assuré par un tablier composé par une dalle nervurée comportant trois nervures en béton précontraint et un hourdis en béton armé (Figure 2.44). Cette dalle courbe (rayon de 325,00 m dans l'axe du tablier) présente une longueur de 59,06 m, un dévers de 4 % (aval vers amont) et un biais de 68 grades par rapport aux appuis. Elle est constituée de trois travées de portées respectives 16,50 m, 26,00 m et 15,00 m. Les nervures sont entretoisées sur appuis.

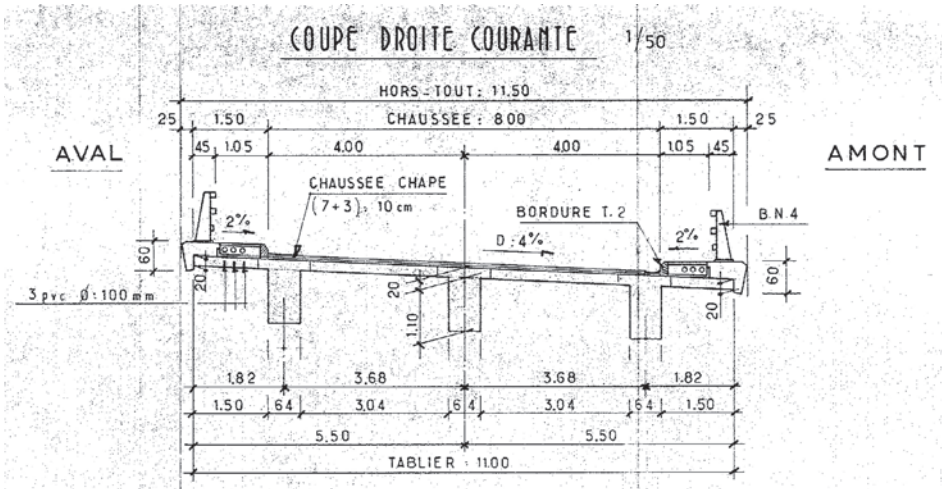


Figure 2.44 – Coupe transversale du tablier.

Les culées en béton armé sont constituées d'un chevêtre reposant sur une ligne de deux pieux, les deux piles en béton armé de section trapézoïdale reposent sur une semelle fondée sur deux files de pieux.

La chaussée sur ouvrage est bidirectionnelle, elle est revêtue d'un béton bitumineux déversant côté amont, les trottoirs sont revêtus en asphalte gravillonné protégé par une bordure préfabriquée. Les joints de chaussée sont de type à hiatus. Les dispositifs de retenue sont constitués d'une barrière BN4 sur ouvrage raccordée hors ouvrage sur des glissières de sécurité. Des corniches en béton armé bordent l'ouvrage en rives gauche et droite.

L'ouvrage est situé en environnement de moyenne montagne (1 357 m – Canton de Briançon : gel sévère) et est soumis à la viabilité hivernale (salage très fréquent). Les abouts des culées au droit des collecteurs d'eau et les corniches sont exposés à des venues d'eau directes polluées en période de viabilité hivernale par les sels de déverglaçage. En raison du contexte général de l'ouvrage et de sa position, la classe d'exposition retenue pour les chevêtres des culées et les corniches est la classe XF4/XD3.

3.2.3.2. Historique des travaux et état actuel

Le tablier étant en bon état, les parties étudiées dans le cadre de ce rapport concernent les culées et les corniches.

L'inspection détaillée de 2008 indiquait :

- Pour la culée C0 (rive droite) :
  - Importants éclats du béton et aciers apparents corrodés à l'extrémité amont, accompagnés de traces d'écoulements d'eau et d'un affouillement sous le chevêtre (Figure 2.45).

Présence d'un début d'éclat, d'humidité et de dépôts sur le sommier, bullage et tags sur le mur de front.
– Écoulements actifs sur le mur garde-grève, bavette de calcite à l'extrémité amont, parement couleur ocre entre les appareils d'appui aval et central.
– L'évacuation des eaux de la cunette se fait par un simple trou (obstrué) dans le muret-cache amont.
– Sur les murs en retour et les murets-cache, présence de bullage, nids de cailloux, d'éclats, éclats sur fer, de quelques fissures et de microfaïençage.
– Humidité au droit du joint de trottoir sur le mur en retour et muret-cache amont.

Figure 2.45 – Éclatement de béton du chevêtre (culée C0).

Figure 2.46 – Aciers corrodés exposés, éclats de béton sur les corniches.

- Pour la culée C3 (rive gauche) :
  – Éclats du béton et aciers apparents corrodés à l'extrémité amont, accompagnés de traces d'écoulements d'eau sur le chevêtre. Présence d'humidité, de stalagmites sèches et de dépôts sur le sommier.
  – Sur le mur de front, anciennes traces d'écoulement et pelade côté aval, une tache de rouille et tags.
  – Écoulements actifs sur le mur garde-grève, parement couleur ocre côté aval, nid de cailloux et une tache de rouille à l'extrémité amont.
  – L'évacuation des eaux de la cunette se fait par un simple trou dans le muret-cache amont.
  – Une fissure verticale $e = 0{,}1$ mm en partie supérieure au droit du joint de trottoir et humidité au droit du joint de dilatation sur le mur en retour et le muret-cache amont.
  – Fer apparent $l = 10$ cm dans un nid de cailloux à l'axe du mur et présence de tags sur le mur en retour aval.
- Pour les corniches :
  – Les corniches sont altérées et présentent de nombreux fers apparents corrodés, épaufrures de béton, écaillage du béton de peau et taches de rouille (Figure 2.46).

L'inspection détaillée de 2018 indique une aggravation générale des désordres avec :

- pour les culées : les pathologies affectant les abouts amont des chevêtres des culées sont symptomatiques d'une altération physico-chimique des bétons sous l'effet des cycles gel–dégel et des chlorures (sels de déverglaçage). Le phénomène s'est accentué depuis la précé-

dente inspection, et en l'état ne peut que s'aggraver puisque aucune mesure n'a été mise en œuvre pour limiter les effets néfastes d'arrivées d'eau polluée par les sels de déverglaçage ;

- pour les corniches : une aggravation de l'altération physico-chimique affectant les éléments de corniche ; en effet, la pathologie affecte de plus en plus d'éléments, les aciers à nu présentent des pertes de section importantes et le béton s'altère de plus en plus profondément.

En 2012, l'ouvrage a fait l'objet d'un diagnostic de durabilité du béton armé des culées et des corniches par le CETE Méditerranée-LRPC d'Aix-en-Provence. Concernant les chevêtres de culées, on retiendra que :

- l'enrobage des aciers au niveau des chevêtres de culées est très variable (de 15 à 75 mm) ;
- la profondeur de carbonatation mesurée est entre 2 et 12 mm, d'où un front de carbonatation n'atteignant pas les armatures passives ;
- le seuil de concentration en chlorures à partir duquel il est considéré une initiation de la corrosion (0,06 % de la masse de béton pour une hypothèse de 350 kg de ciment/m^3 de béton) est largement dépassé en zone altérée et ce y compris en profondeur (valeur max mesurée de 0,296 % en parement et de 0,128 % à 8 cm de profondeur) et reste notable bien que sans dépasser le seuil en zone saine (valeur max mesurée de 0,033 %) ;
- le béton du chevêtre présente une résistance en compression moyenne de 48,2 MPa et une porosité accessible à l'eau entre 14,2 et 15,1 %.

Concernant les corniches, on retiendra que :

- l'enrobage des aciers au niveau des corniches est très variable (de 5 à 90 mm) ;
- la profondeur de carbonatation mesurée sur carottes est faible, de 2 mm côté parement et de 10 à 15 mm côté interface corniche/contre-corniche ; elle n'atteint donc pas les aciers passifs côté parement (enrobage mini de 5 mm au niveau du chanfrein et 9 mm sur le parement vertical extérieur). Pour ce qui concerne l'interface corniche/contre-corniche, l'enrobage n'a pas pu être contrôlé ;
- le seuil de concentration en chlorures à partir duquel il est considéré une initiation de la corrosion (0,06 % de la masse de béton pour une hypothèse de 350 kg de ciment/m^3 de béton) n'est jamais atteint (valeur max mesurée de 0,044 % en zone altérée) ;
- les seuils que l'on fixerait pour ces parties d'ouvrage pour un ouvrage neuf dans ce type d'environnement conformément au guide technique du LCPC « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » de 2003 (écaillage inférieur à 750 g/m^2 et $\overline{L}$ inférieur à 250 µm) sont largement dépassés (respectivement 7 054 g/m^2 et plus de 466 µm) ;
- le béton des corniches présente une résistance moyenne en compression de 50,9 MPa et une porosité accessible à l'eau entre 13,3 et 16,3 %.

3.2.3.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Les investigations ont été réalisées en 2018 sur le chevêtre des culées (Figure 2.47) et sur les faces extérieures des corniches amont (Figure 2.48). Les prélèvements sur les corniches ont été réalisés sur trois éléments distincts de corniche préfabriquée, à savoir les éléments 16, 22 et 28, et sur l'élément 1 à l'extrémité rive gauche, côté amont.

Figure 2.47 – Investigations sur la culée rive gauche.

Figure 2.48 – Carottage sur la corniche amont.

Il a été choisi trois zones présentant des états apparents représentatifs.

Le diagnostic de corrosion a été réalisé sur la base de la mesure du potentiel d'électrode (Cu/$CuSO_4$), de la densité de courant de corrosion à l'aide d'un Gecor 6 et de la résistivité électrique. Les principaux résultats sont résumés dans le Tableau 2.58.

Tableau 2.58 – Valeurs obtenues à l'aide de différentes techniques d'auscultation.

Zone	Potentiels d'armatures [mV]	Densité de courant de corrosion [µA/cm²]	Résistivité [kΩ·cm]
Culée RG amont	– 375 à – 555	0,047 0,094 0,136 0,127	11 à 41
Corniche amont élément 28	6 % 28 % 66 %	0,024 et 0,060	18 à 47 (une valeur à 91)
Corniche amont élément 1	40 % 60 %	0,016 et 0,028	Mesure non réalisable (béton trop résistif)

L'échelle de niveau de corrosion (pour la mesure du courant) ou niveau de risque de corrosion (pour potentiels d'armatures et résistivité) est la suivante :

nul ou négligeable	faible	modéré	fort

L'analyse de ces résultats montre :

- zone 1 (culée rive gauche) : la corrosion des armatures est initiée et est en cours de développement ;
- corniche élément 28 amont : la corrosion constatée est développée, même si elle n'était pas active au moment des mesures ;
- corniche élément 1 amont : aucune corrosion des armatures n'est décelée, ni aucun risque à court terme.

Les témoins de durée de vie étudiés sont la profondeur de carbonatation et la profondeur du front de chlorures ; ils sont comparés aux enrobages.

Les résultats des mesures d'enrobage sont les suivants :

- Culée rive gauche
  - Aciers verticaux (1er lit) : profondeur d'enrobage moyen = 3,70 cm (maximum 4,50 cm - minimum 3,10 cm).

  - Aciers horizontaux (2e lit) : profondeur d'enrobage moyen = 6,20 cm (maximum 8,20 cm - minimum 4,30 cm).
- Corniche amont
  - Aciers verticaux (1er lit) : profondeur d'enrobage moyen = 4,00 cm (maximum 6,40 cm - minimum 2,50 cm).
  - Aciers horizontaux (2e lit) : profondeur d'enrobage moyen = 4,60 cm (maximum 4,80 cm - minimum 4,00 cm).

Les résultats des mesures de profondeur de carbonatation sont les suivants :

- Culée rive gauche
  - En côté amont de la culée : 2 mm (2 à 3 mm mesuré en 2012).
  - En côté aval de la culée : 26 mm (cette valeur n'est pas cohérente avec toutes les autres mesures).
- Corniche amont
  - Face amont (face soumise aux intempéries) : 4 mm–8 mm (2 mm mesuré en 2012).
  - Face aval (parement situé entre la corniche et le côté du tablier) : 15 mm–17 mm (10 à 15 mm mesuré en 2012).

Le front de carbonatation n'a donc pas atteint les armatures des différents éléments contrôlés sur la structure.

Les résultats de mesure de pénétration des chlorures libres sont tous en dessous du seuil d'initialisation de la corrosion de 0,4 % de la masse de ciment. On constate néanmoins des pourcentages de chlorures non négligeables dans les 2 premiers centimètres d'enrobage (de 0,20 à 0,29 % de la masse de ciment).

Une carotte par partie d'ouvrage (culée rive gauche et corniche) a été prélevée afin de faire l'objet d'une étude de caractérisation physico-chimique des bétons en vue d'en retrouver la composition. Les analyses effectuées permettent d'obtenir la composition minéralogique simplifiée, pour chacun des bétons, comme indiqué dans le Tableau 2.59.

Tableau 2.59 – Principaux résultats obtenus à partir de l'analyse minéralogique.

	RG1 (culée rive gauche)	CA1 (corniche amont)
Granulats totaux [kg/m³ de béton]	1 710	1 695
Dosage en ciment [kg/m³ de béton]	395 ± 40	365 ± 35
Eau efficace [kg/m³ de béton]	195	185
Rapport pondéral E_{eff}/ciment	0,49 (0,45 à 0,55)	0,51 (0,46 à 0,56)

Le ciment constitutif du béton correspond à un ciment Portland de type CEM I.

Les indicateurs de durabilité qui permettent de définir une durabilité potentielle d'une structure ont été mesurés à partir de carottages effectués sur la culée RG et sur les faces extérieures des corniches amont. Les indicateurs étudiés sont les indicateurs vis-à-vis du risque de corrosion des armatures (porosité accessible à l'eau complétée par l'absorption capillaire, coefficient de diffusion des chlorures, perméabilité aux gaz et carbonatation accélérée) complétés par les indicateurs vis-à-vis du risque lié aux effets du gel : facteur d'espacement, écaillage, essai de gel interne et résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le Tableau 2.60 suivant en présente une synthèse.

Tableau 2.60 – Valeurs obtenues pour les indicateurs de durabilité et de durée de vie.

Synthèse des données			
Caractéristiques de l'ouvrage		Culée	Corniches
Épaisseur d'enrobage (valeurs 2018) [mm]	e_{moy}	36 (aciers verticaux) 61 (aciers horizontaux)	40 (aciers trans.) 46 (aciers long.)
Dosage en ciment (CEM I) [kg/m³]		395	365
Témoins de durée de vie			
Profondeur de carbonatation [mm]	p_c	RG : < 0,3 RD : < 1,4	Face extérieure : < 0,8 Face intérieure : < 1,7
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [% de la masse de ciment]	$[Cl^-]$ (valeur max obtenue)	Zone dégradée : 0,72 Hors zone dégradée : 0,19	Zone dégradée : 0,21 Hors zone dégradée : 0,13
Indicateurs de durabilité			
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2.s^{-1}$]	D_{rcm}	28,0	19,6
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	13,5	14,0
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	200 (200/300/2 000 #)	150 (100/200/6 000 #)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [g/m²]	C_a	3 147	1 957
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	6 ; 9	NR
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	8 ; 10	NR
Facteur d'espacement [µm]	$\bar{L}$	591	466
Écaillage [g/m²]		10 637	7 054
Essai de gel (dans l'eau) : **- allongement relatif [µm/m]** **- rapport du carré des fréquences de résonance**	 $\Delta l/l$ $\frac{F_{Fn}^2}{F_{Fo}^2} \times 100$	 945 38	NR
Résistance caractéristique du béton sur site [MPa] / Classe de résistance	f_c Classe	46 C50/60	57,6 C60/75

* NR : non réalisé. # Valeur non considérée.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « faible » à « très faible ». On note aussi une certaine variabilité des résultats, en particulier pour la perméabilité aux gaz.

Le béton constitutif des chevêtres ne vérifie aucun des critères pour la classe d'exposition XD3/XF4 (sauf la résistance du béton et le dosage minimal en ciment > 385 kg/m^3).

Le béton constitutif des corniches ne vérifie aucun des critères pour la classe d'exposition XD3/XF4 (sauf la résistance du béton).

3.2.3.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du projet PerfDuB sur le béton du chevêtre des culées et le béton des corniches du pont de La Vachette (ouvrage de 1984–1985) permettent d'identifier les points suivants, après 33 ans de vie :

- le phénomène de carbonatation n'atteint pas les armatures de premier lit dans les zones investiguées ;
- les dosages en chlorures réalisés montrent des teneurs en chlorures notables mais inférieures au seuil d'initiation de la corrosion excepté pour les prélèvements de 2012 réalisés dans une zone déjà endommagée du béton de culée (zone d'arrivée d'eau chargée en chlorures depuis le système d'évacuation des eaux en about d'ouvrage) ;
- concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « faible » à « très faible » ;
- les seuils d'indicateurs issus du fascicule 65 du CCTG [Fascicule 65, 2017] pour une durée d'utilisation de projet (DUP) de 100 ans pour la classe XD3/XF4 sont également non vérifiés par le béton de culée (à part la résistance du béton et le dosage minimal en ciment) et le béton de corniche (à part la résistance du béton).

3.2.4. Piles du pont de l'île de Ré

Dans le cadre d'une convention de collaboration signée entre l'IREX pilote du Projet National PerfDuB et les partenaires du projet DéCoF-Ré (Diagnostic de corrosion et étude de durabilité), ces derniers ont bien accepté de mettre gracieusement à disposition du PN PerfDuB une partie des données récoltées sur 15 des 28 piles du pont de l'île de Ré (département de la Charente-Maritime). Ces données concernent les résultats acquis sur les piles Pb, Ph et Po, en face FC et sur les trois zones Z1, Z2 et Z3, car ces 3 piles ont fait l'objet entre 2014 et 2019 d'investigations complètes, à savoir l'étude de diagnostic de corrosion, l'étude de durabilité (témoins de durée de vie et indicateurs de durabilité) et la réalisation d'autopsies visuelles.

3.2.4.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont de l'île de Ré relie l'île de Ré au continent et enjambe quatre passes maritimes navigables, avec un gabarit de 30 m au-dessus de la mer (Figure 2.49). Il a été mis en service en 1988 et comporte 2 voies de circulation, plus une piste piétons et une piste cyclable. Il est aujourd'hui, avec une longueur totale de 2 928,50 m, le troisième plus grand pont de France après celui de la Nouvelle Route du Littoral à La Réunion (~ 5 400 m) et celui de Saint-Nazaire (~ 3 356 m).

Figure 2.49 – Vue générale du pont reliant l'île de Ré au continent.

C'est un ouvrage d'importance stratégique, supportant la route départementale n°735, seul accès à l'île de Ré : le trafic est d'environ 18 000 véhicules par jour en TMJA (trafic moyen journalier annuel), avec environ 5 % de Poids lourds et monte en pointe estivale à 28 000 véhicules dans une journée.

Il se compose :

- d'un tablier de type caisson en béton précontraint d'environ 3 km de long et comportant 6 viaducs indépendants d'environ 500 m de long chacun, séparés deux à deux par des articulations cantilever. L'ensemble des 6 viaducs forme 29 travées de portée variant entre 38 et 110 m. Le pont caisson a été réalisé avec un béton à haute performance B60 FS de résistance 60 MPa incorporant de la fumée de silice, ce qui était innovant pour l'époque ;
- de 29 piles numérotées de 1 à 29 en allant de l'île vers le continent ; la Figure 2.50 représente le profil en long du pont avec la localisation de la passe navigable entre les piles P10 et P14. Les piles P1 à P3 sont situées sur la plage côté île de Ré. Les piles P4 à P28 sont situées en mer avec une hauteur maximale de 42 mètres au-dessus du niveau de la mer.

Les piles du pont de l'ile de Ré sont situées en environnement marin. Cet environnement correspond aux classes d'exposition XS3 (parties en zone de marnage et en zone soumise à des projections ou des embruns) et XS2 (parties immergées en permanence).

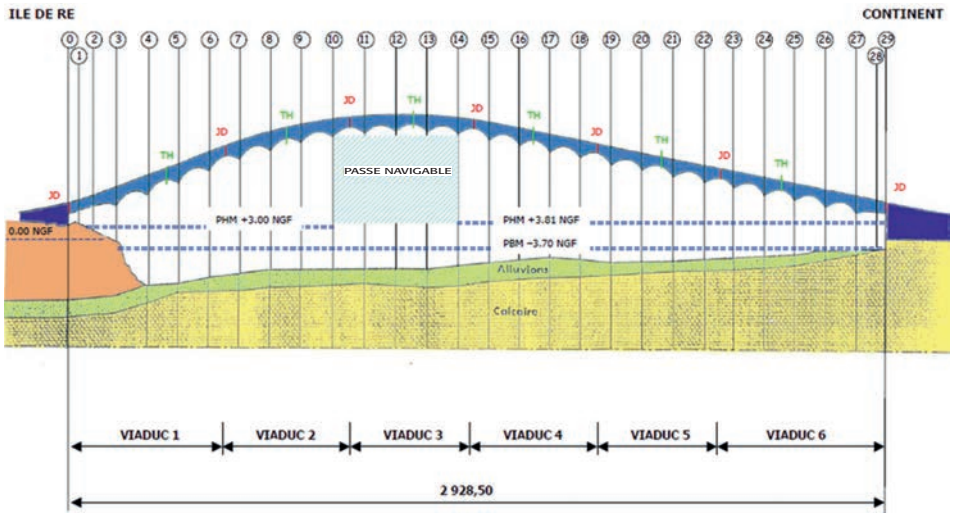


Figure 2.50 – Profil en long du pont de l'île de Ré avec localisation de la passe navigable.

3.2.4.2. Historique des travaux et état actuel

Les piles ont été bétonnées à partir de deux centrales, avec un béton de type B30, par coffrage grimpant au fur et à mesure de la prise/durcissement. Les piles ont une forme cannelée.

La formulation du béton utilisé pour les piles du pont de Ré est indiquée dans le Tableau 2.61.

Tableau 2.61 – Composition du béton des piles du pont de l'île de Ré.

Composition	B30 F
Sable 0/3	830 kg/m^3
Gravier 6/20	1 200 kg/m^3
Ciment	CPJ 45 RPM (équivalent à un CEM II/A-S avec 10 % de laitier) (R_c = 45 MPa) dosé à 370 kg/m^3
Eau	185 kg/m^3
Adjuvant	Pozzolith 200N à raison de 0,2 % du poids de ciment
Rapport eau/ciment	0,5

Le béton des différentes levées de bétonnage a fait l'objet d'essais de résistance à la compression, avec une résistance moyenne de 44 MPa pour une centrale et de 39 MPa pour l'autre. Le premier lit d'armatures des piles est constitué par des HA32 pour les armatures verticales et par des HA16 pour les armatures horizontales.

Depuis sa construction, l'ouvrage a fait l'objet de deux inspections détaillées : la première en 1995 qui met en évidence des aciers apparents par défaut d'enrobage, et la seconde en 2006 qui montre des défauts de faïençage et des dégradations induites par la corrosion des armatures (épaufrures de béton, mise à nu des armatures).

3.2.4.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Les investigations ont porté sur la levée n°2 des piles étant donné la nécessité d'utiliser un bateau pour l'accès en mer et pour réaliser les investigations soumises aux marées. Sur la levée n°2, trois zones Z1, Z2 et Z3 (de bas en haut) de dimensions 1 m de hauteur et 1,85 m de largeur (soit la largeur de la face de pile) ont été investiguées (Figure 2.51).

Les zones Z1 et Z2 sont situées en zone de marnage. La zone Z3 également mais elle comporte environ 15 cm (en haut) qui sont situés hors d'eau, excepté lors des grandes marées (coefficient supérieur à 100) et qui sont soumis aux embruns marins et au clapot.

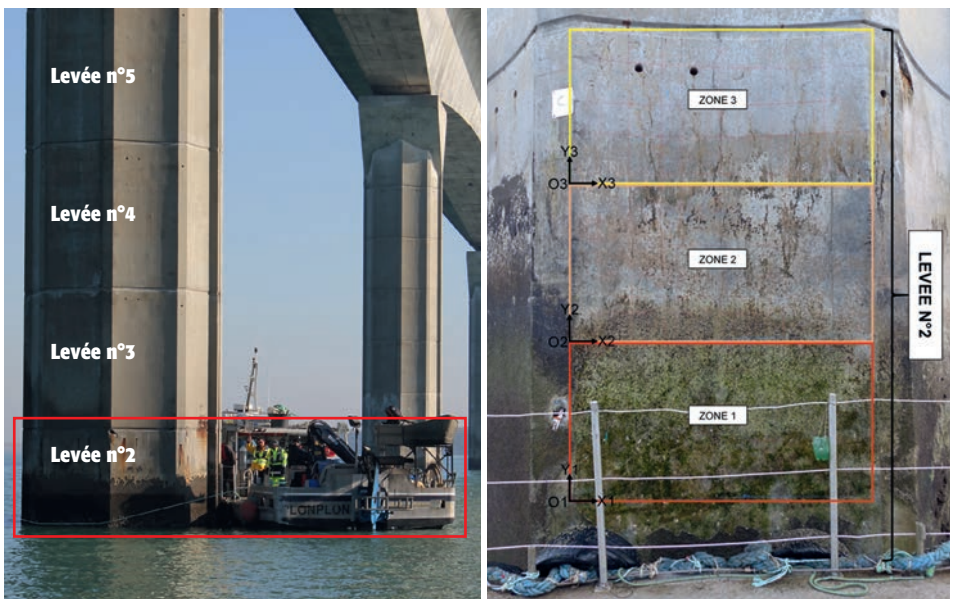


Figure 2.51 – Investigations sur la levée n°2 avec les zones de mesures Z1, Z2 et Z3 accessibles en bateau en prenant en compte les marées.

Deux des huit faces de la pile ont été étudiées : les faces FC et FG (Figure 2.52). La face FC est la plus exposée au vent dominant et à l'ensoleillement quotidien. La face FG est la moins exposée au vent et au soleil car la majeure partie du temps elle est à l'ombre du tablier.

Sur l'ensemble des résultats des diagnostics (corrosion, durabilité et autopsies), seuls les résultats des trois piles Pb, Ph et Po et uniquement en face FC sont disponibles et donc présentés.

Après nettoyage du parement (coquillages, algues, etc.) et connexions aux armatures, les investigations suivantes ont été réalisées : inspection détaillée des dégradations visuelles, repérage des armatures, résistivité électrique du béton d'enrobage, potentiel de corrosion des armatures, densité de courant de corrosion des armatures, autopsies des armatures.

Les résultats des diagnostics de corrosion présentés ont été obtenus durant les années 2015–2017. La zone Z3 est la plus dégradée pour les trois piles avec présence de plusieurs fissures verticales. De plus :

- la pile Pb comporte également des fissures sur les zones Z2 et Z1 ;
- la pile Ph comporte une épaufrure en haut à gauche de la zone Z3 (absence de défaut sur la zone Z1) ;
- la pile Po comporte une fissure en milieu de face de la zone Z3 à la zone Z2.

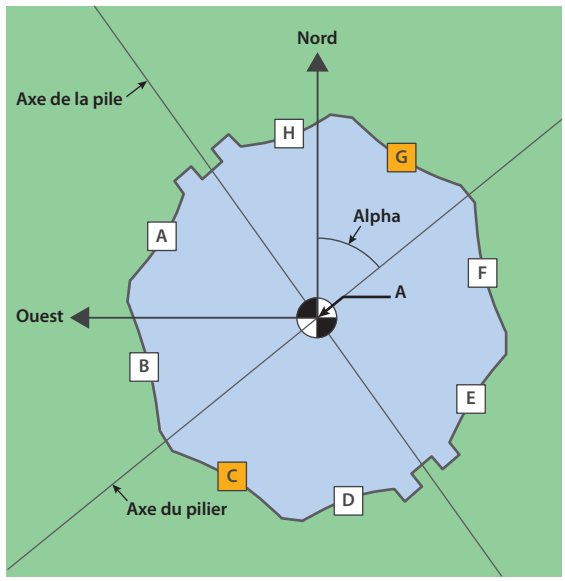


Figure 2.52 – Localisation des deux faces étudiées FC et FG.

Le Tableau 2.62 présente les valeurs des enrobages mesurés.

Tableau 2.62 – Valeurs d'enrobages caractéristiques (en cm) des piles Pb, Ph et Po.

Pile - Face - Zone		Armatures horizontales				Armatures verticales			
		Moy.	Min.	e_{95+}*	e_{95-}**	Moy.	Min.	e_{95+}*	e_{95-}**
Pb-FC	Z3	7,1	4,9	4,6	8,4	8,6	5,4	5,6	10,1
	Z2	7,4	5,2	5,0	9,1	9,1	5,4	6,5	10,5
	Z1	8,4	5,3	5,1	10,5	10,4	7,1	7,2	12,4
Ph-FC	Z3	8,0	6,1	5,9	9,2	9,6	7,1	6,7	11,3
	Z2	8,1	5,7	5,1	9,5	10,1	6,3	6,8	12,8
	Z1	9,0	6,6	6,2	10,5	11,6	9,3	9,0	12,8
Po-FC	Z3	9,1	6,6	6,2	10,8	10,5	7,4	7,9	11,5
	Z2	8,4	5,4	6,2	9,8	9,7	6,6	7,0	11,2
	Z1	7,9	6,4	5,8	9,0	9,5	6,6	6,4	10,9

* 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+}.

** 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

Dans le Tableau 2.62, les enrobages moyens (entre 7,1 et 9,1 cm) sont supérieurs aux enrobages nominaux de l'époque (4 cm en environnement marin dans le BAEL 80 révisé 1983). Cependant, les enrobages caractéristiques (e_{95+} et e_{95-}) montrent qu'il existe une proportion d'armatures horizontales pour Pb-FC-Z3 dont l'enrobage est inférieur à 5 cm (enrobage mini préconisé par l'Eurocode 2 en environnement marin XS3).

Les valeurs moyennes de résistivité sont représentées sous forme de cartographie d'iso-valeurs (Figure 2.53) avec des codes couleurs qui intègrent les valeurs de la RILEM TC 154 [Polder, 2000].

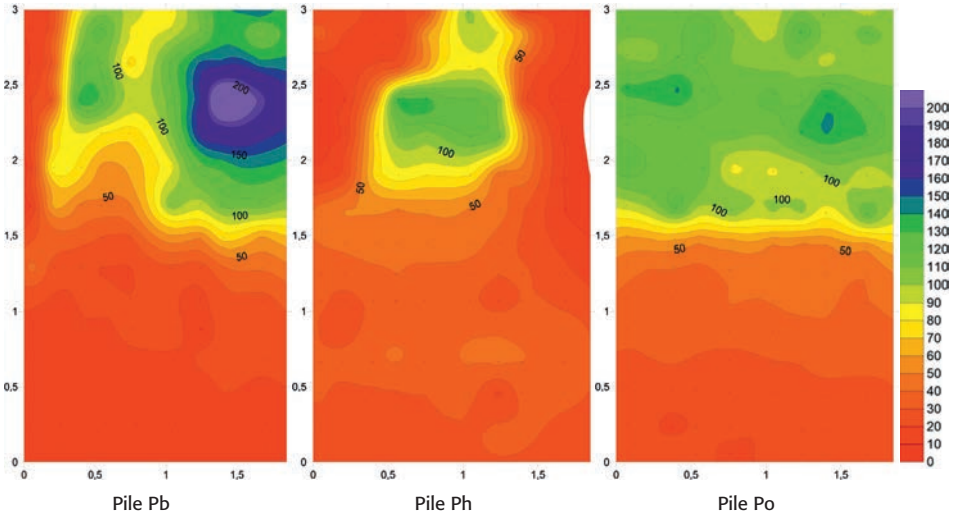


Figure 2.53 – Cartographies Surfer® des iso-valeurs de résistivité électrique du béton d'enrobage [en kΩ·cm] des piles Pb, Ph et Po.

L'analyse des valeurs des mesures réalisées sur les trois piles conduit aux conclusions suivantes :

- les résistivités de la zone 3 sont supérieures à 100 kΩ·cm et peuvent aller jusqu'à 200 kΩ·cm (pour la pile Pb). Elles témoignent d'un risque de corrosion allant de négligeable à faible ;
- les résistivités de la zone 2 sont comprises entre 50 et 100 kΩ·cm et indiquent un risque de corrosion allant de faible à modéré ;
- les résistivités de la zone 1 sont comprises entre 10 et 50 kΩ·cm et indiquent un risque de corrosion allant de modéré à élevé.

Pour les trois piles, la résistivité diminue (du haut vers le bas) de la zone Z3 vers la zone Z2 et vers la zone Z1, ce qui mettrait en évidence que le risque de corrosion est le plus important en zone Z1. Néanmoins, ces conclusions ne sont pas en accord avec les dégradations observées visuellement sur les parements des zones Z3 (fissures et dégradations) à Z1 (pas ou peu de défauts). En milieu maritime, il apparaît en effet que les gradients verticaux des valeurs de résistivité puissent être principalement imputables à des gradients d'humidité et/ou à des teneurs en ions chlorure et que par conséquent la corrélation entre la résistivité électrique du béton d'enrobage et le risque de corrosion ne soit pas une conclusion directe de l'activité de corrosion des armatures. Cela incite à la prudence lors de la mesure de la résistivité *in situ*.

Les cartographies des potentiels de corrosion des armatures horizontales en iso-valeurs sont représentées sur la Figure 2.54.

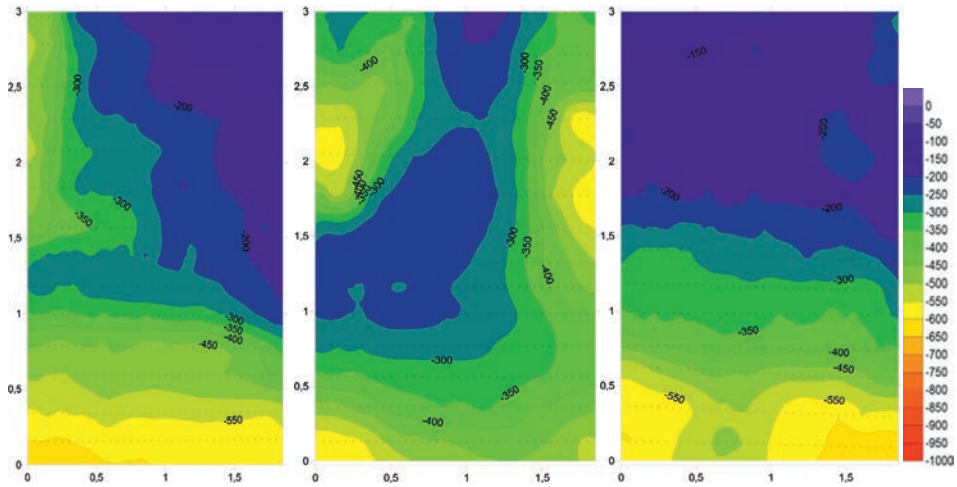
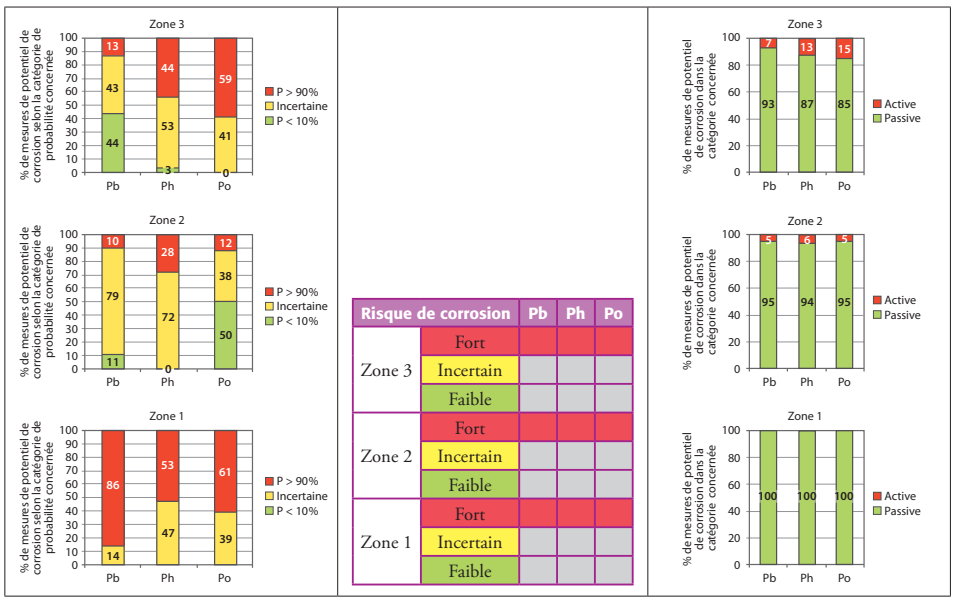


Figure 2.54 – Cartographies Surfer® des potentiels de corrosion des armatures horizontales tracées en iso-valeurs (mV, Cu/$CuSO_4$) des piles Pb, Ph et Po.

Les résultats de l'analyse des mesures de potentiels obtenues sur les armatures horizontales des trois piles Pb, Ph et Po du pont de l'île de Ré (face FC, zones Z1, Z2 et Z3) en fonction des trois documents présentés au paragraphe 2.5 sont reportés dans le Tableau 2.63.

Tableau 2.63 – Résultats des analyses de mesures de potentiels sur les piles Pb, Ph et Po (face FC, zones Z1, Z2 et Z3) du pont de l'île de Ré en fonction des trois documents ASTM, COST et RILEM.



Risque de corrosion		Pb	Ph	Po
Zone 3	Fort			
	Incertain			
	Faible			
Zone 2	Fort			
	Incertain			
	Faible			
Zone 1	Fort			
	Incertain			
	Faible			

(a) ASTM C876 [ASTM, 2009] (b) COST 509 [Cox *et al.*, 1997] (c) RILEM [Polder, 2000]

En colonne (a) du Tableau 2.63, les pourcentages des valeurs de potentiel de corrosion par catégorie de probabilité de corrosion selon la norme ASTM C876 [ASTM, 2009] montrent

une situation pessimiste avec une probabilité de corrosion plus élevée en zone Z1 qu'en zone Z3. En colonne (b), la répartition des valeurs de potentiels de corrosion en fonction des trois catégories du document COST 509 [Cox *et al.*, 1997] montre une situation alarmiste avec un risque de corrosion fort pour l'ensemble des zones investiguées. En colonne (c), le pourcentage d'activité de corrosion active ou passive selon les recommandations de la RILEM [Polder, 2000] montre que la corrosion passive est prépondérante sur l'ensemble des zones investiguées et que la corrosion active concerne uniquement les zones Z2 (5 à 6 %) et Z3 (7 à 15 %).

La complémentarité des résultats d'inspection visuelle, de résistivités et de potentiels laisse penser que l'analyse des potentiels via le document de la RILEM est la plus pertinente. En menant une analyse plus poussée consistant à soustraire aux données brutes l'effet du phénomène de marnage suivant la saisonnalité, les cartographies obtenues dites « fiabilisées » permettent de localiser des « zones en corrosion active ». Cette analyse aboutit à la détection d'une zone anodique en haut à gauche pour la pile Pb, de deux zones anodiques à gauche et à droite pour la pile Ph et aucune suspicion de corrosion pour la pile Po.

Les carottes destinées à mesurer les indicateurs de durabilité et les témoins de durée de vie ont été prélevées en janvier 2016. Les carottes dédiées à la mesure de la profondeur de carbonatation ont été prélevées dans les faces FC des piles Pb, Ph et Po et uniquement en zone Z3. La pénétration du front de carbonatation est négligeable.

Les profils de teneur en chlorures libres et totaux en fonction de la profondeur de béton sont présentés sur la Figure 2.55.

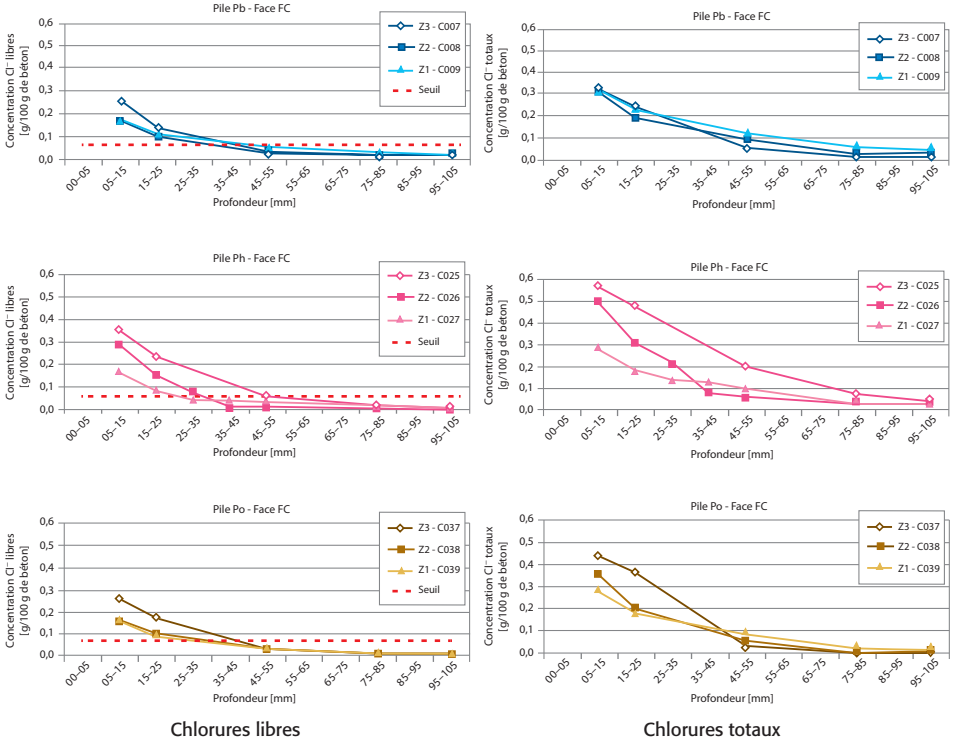


Figure 2.55 – Profils de la teneur en chlorures (libres et totaux) en fonction de la profondeur de béton.

Sur la base d'un seuil critique de 0,4 % de la masse de ciment, pour les trois piles Pb, Ph et Po, ce seuil critique est dépassé jusqu'à une profondeur de 15–25 mm sur l'ensemble des zones avec des teneurs en chlorure libres comprises entre 0,086 et 0,240 % par rapport à la masse de béton. Ce seuil critique est même dépassé jusqu'à 45–55 mm en zone Z3 de la pile Ph.

Le Tableau 2.64 récapitule l'ensemble des résultats des indicateurs de durabilité pour les trois piles Pb, Ph et Po en face FC et en zone Z3 (zone pour laquelle la corrosion active serait la plus probable). Les couleurs correspondent aux classes de durabilité selon l'AFGC 2004 [AFGC, 2004].

Tableau 2.64 – Valeurs des indicateurs de durabilité et classes de durabilité potentielle correspondantes pour les piles Pb, Ph et Po (face FC, zone Z3).

		Pb-FC-Z3 C067b,C068,C069	Ph-FC-Z3 C076,C077,C078	Po-FC-Z3 C070,C071,C072
Indicateurs de durabilité				
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [$[10^{-12}$ m^2·s^{-1}]	D_{rcm}	8,5 (8,5/7,2/9,9)	8,7 (10,0/4,9/11,3)	15,1 (17,7/16,2/11,3)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	139 (141/133/141)	76 (75/79/73)	72 (75/69/71)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	12,1 (11,3/12,2/12,7)	15,3 (15,5/15,3/15,2)	13,8 (14,3/13,9/13,2)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	109 (80/107/140)	400 (264/1 709*/537)	174 (219/180/122)
Autres caractéristiques				
Pseudo-perméabilité à l'eau liquide d'après l'essai d'absorption capillaire [kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$]	w	0,91 (0,83/0,94/0,96)	0,23 (0,22/0,29/0,19)	1,28 (1,36/1,27/1,20)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 440 (2 466/2 430/2 424)	2 306 (2 306/2 300/2 312)	2 364 (2 345/2 358/2 388)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	4,80 (4,26/5,01/5,14)	1,16 (1,08/1,45/0,95)	5,94 (6,25/5,89/5,67)
Résistance à la compression corrigée [MPa]	f_c	C079 64,3	C082 70,8	C080 64,5
Résistance à la compression à 28 jours (dossier d'ouvrage) [MPa]	$f_{cm,28}$	42,1	44,2	37,8

* Valeur aberrante, non prise en compte dans la moyenne.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Les valeurs obtenues correspondent à une durabilité qualifiée de faible à moyenne selon AFGC 2004 [AFGC, 2004]. Il faut remarquer que les valeurs de résistance à la compression après 29 ans sont significativement supérieures à celles indiquées dans le dossier d'ouvrage, sans explication évidente.

En conclusion, au regard de l'environnement considéré (corrosion induite par les ions chlorure), ces classes de durabilité potentielle correspondent globalement à une durée de vie potentielle de 30 à 50 ans et inférieure à 30 ans pour Ph-FC-Z3. Ces durées de vie théoriques sont données pour un enrobage conventionnel de 5 cm et doivent être corrigées pour tenir compte des enrobages réels. Cette correction montre que pour certaines zones de piles la durée de vie potentielle est relativement faible ; résultat cohérent avec les profondeurs de front de chlorures mesurées sur cet ouvrage de 29 ans.

Les résultats des autopsies pratiquées sur des armatures dans certaines zones sont les suivants :

- pour la pile Pb - face FC, la cartographie de potentiel fiabilisée présentait une zone singulière en haut à gauche dans la zone Z3. L'autopsie montre quelques oxydations des armatures et une piqûre sur l'armature horizontale au premier plan qui viennent confirmer un état d'armatures en corrosion active ;
- pour la pile Po - face FC, la cartographie de potentiel fiabilisée démontrait que les armatures étaient saines sur les trois zones. L'autopsie a été réalisée au niveau d'une armature verticale V7 pour laquelle les épaisseurs d'enrobage sont les plus faibles (moyenne : 8,6 cm) ; l'état des armatures est considéré « sain ».

3.2.4.4. Conclusions tirées

L'étude de la durabilité du béton d'enrobage selon les indicateurs de durabilité et les témoins de durée de vie sur cet ouvrage âgé de 29 ans ont montré que :

- la profondeur de carbonatation du béton est négligeable pour cet ouvrage dans ce milieu maritime ;
- les enrobages moyens des armatures horizontales des faces cannelées des piles sont situés entre 71 et 91 mm (et sont supérieurs aux 50 mm qui seraient recommandés aujourd'hui avec l'Eurocode 2). Bien que faible, il existe néanmoins un pourcentage de linéaire d'armatures présentant des enrobages inférieurs à cette valeur caractéristique au droit des arêtes des faces des piles ;
- les fronts de pénétration des chlorure libres (entre 26 et 52 mm) déterminés entre les profils en chlorure libres (fonction de la profondeur d'enrobage) et la valeur de chlorures critique (0,062 % d'ions chlorure par rapport à la masse de béton) sont inférieurs aux épaisseurs d'enrobage des armatures horizontales, mais elles sont relativement importantes pour un ouvrage de 29 ans ;
- les valeurs des indicateurs de durabilité obtenues et comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « faible » à « moyenne » avec une durée de vie de 30 ans (pour un enrobage de 50 mm).

Les pratiques de formulation d'un béton résistant à l'eau de mer mises en œuvre dans les années 1980 (c'est-à-dire permettant l'utilisation de CEM I ou CEM II/A avec une quantité limitée d'additions : laitier, cendres volantes, fumée de silice) montrent clairement leurs limites. On commence à voir des signes de corrosion en zone de marnage et on peut considérer que l'on commence à entrer dans la zone de propagation en zone Z3 des piles et que l'on est encore en phase d'initiation dans les zones Z1 et Z2.

Les résultats sont représentatifs de trois piles du pont de l'île de Ré qui se sont avérées être non dégradées ou peu dégradées par la corrosion des armatures. Ils ne sont pas représentatifs de l'état général des piles du pont de Ré dont certaines présentent en zone de marnage des éclats de béton et des armatures corrodées apparentes.

3.2.5. Pont de Saint-Poncy

3.2.5.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont de Saint-Poncy est un passage supérieur de l'autoroute A75 qui supporte la route départementale D909. Il date de 1988 et est situé dans le département du Cantal entre Saint-Flour et Massiac.

Figure 2.56 – Vue du pont de Saint-Poncy depuis le sud.

L'ouvrage est constitué d'un tablier continu en béton armé. Le franchissement est composé de quatre travées (8,63 / 13,20 / 13,20 / 7,66 m), pour une longueur totale de 46,30 m et une largeur de 8,50 m. Il repose sur 3 piles et sur 2 culées (Figure 2.56).

Il est situé en moyenne montagne (altitude 990 m), en zone de gel sévère et la viabilité hivernale de l'A75 présente un niveau de salage « très fréquent » sur cette section. Les classes d'exposition du béton à prendre en compte pour ces parties d'ouvrages sont les classes XF4, XD3 et XC4. En période hivernale rigoureuse, la priorité est donnée à l'exploitation des voies rapides. Les voies lentes servent alors à stocker la neige. Cela signifie que la pile située en terre-plein central de l'autoroute reçoit des quantités de sels de déverglaçage supérieures à celles reçues par les piles de rive depuis la mise en service de l'ouvrage.

Les parties investiguées concernent deux piles et plus précisément :

- un parement de pile non exposé aux sels de déverglaçage : parement ouest de la pile de rive ouest P2 ;
- un parement exposé aux sels de déverglaçage : parement ouest de la pile centrale P3.

Chaque pile est constituée d'un voile en béton armé sur semelle superficielle. Leur largeur est de 5,80 m et leur épaisseur de 0,50 m au niveau des investigations menées. Les piles P2 et P3 présentent des hauteurs respectivement de 6,37 et 6,84 m au-dessus de leur semelle de fondation.

3.2.5.2. Historique des travaux et état actuel

La composition du béton telle que contrôlée par le laboratoire de Clermont-Ferrand du Cerema est indiquée dans le Tableau 2.65.

Tableau 2.65 – Composition du béton du pont de St-Poncy.

Composition de la formule de béton			
Constituant	**Classe**	**Provenance**	**Quantité [kg/m³]**
Ciment	CPA 55 R (CEM I)	Usine Vicat, Créchy	350
Sable	0/5	Société S.A.B.L.E.S.	756
Gravillon	5/10	Société S.A.B.L.E.S.	233
Gravier	10/20	Société S.A.B.L.E.S.	932
Eau (totale)		Réseau potable	200

On note l'absence d'adjuvant dans la formule, notamment d'adjuvant « entraîneur d'air ».

La résistance en compression moyenne à 28 jours mesurée lors de la construction sur les voiles des piles P2 et P3 était respectivement de 33,6 et 35,3 MPa, ce qui correspond à un C30/37.

Une seule inspection détaillée avait été réalisée dans la vie de l'ouvrage en juin 2001 avant celle faite en 2019 dans le cadre de PerfDuB. Ces deux inspections, réalisées à 13 puis 31 années de service de l'ouvrage, ont mis en évidence les désordres suivants (Tableau 2.66).

Tableau 2.66 – Désordres observés lors des inspections détaillées de 2001 et 2019.

Appuis	Inspection détaillée 2001	Inspection détaillée 2019
Pile P3 Parement ouest	- Une fissure verticale de 0,1 mm d'ouverture, située à mi-largeur du voile et prenant naissance en pied. - Aucun désordre apparent lié au gel et/ou aux sels de déverglaçage.	- Une fissure verticale de 0,1 mm d'ouverture, située à mi-largeur du voile et prenant naissance en pied. - Tout le pied de pile sonne le creux au sondage au marteau, avec traces d'oxydation (Figure 2.57).
Pile P3 Flanc nord	Aucun désordre apparent lié au gel et/ou aux sels de déverglaçage.	Écaillage du béton (Figure 2.58).
Pile P2 Parement ouest	Aucun désordre apparent lié au gel et/ou aux sels de déverglaçage.	Aucun désordre apparent lié au gel et/ou aux sels de déverglaçage.

Figure 2.57 – Éclatement de béton avec traces d'oxydation.

Figure 2.58 – Éclatement de béton.

3.2.5.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

À la demande de la DIR (Direction interdépartementale des routes) Massif Central, des profils de pénétration des ions chlorure ont été réalisés en 2014 sur les piles P2 et P3, à différentes hauteurs des voiles. Les résultats de concentrations en chlorures libres, ramenées à la quantité de ciment de la formule de béton, sont donnés dans les figures suivantes.

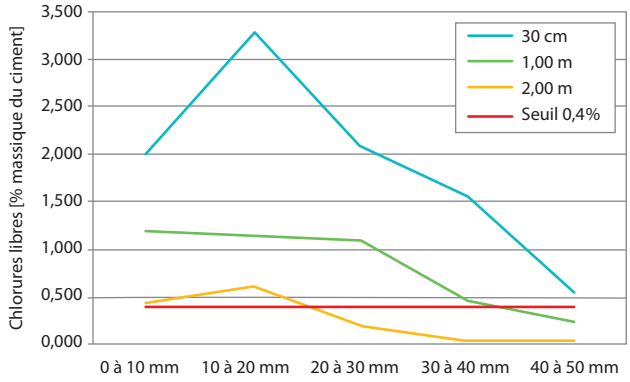


Figure 2.59 – Profils de chlorures libres [en % du ciment] du parement ouest de la pile P3 (face exposée au sel).

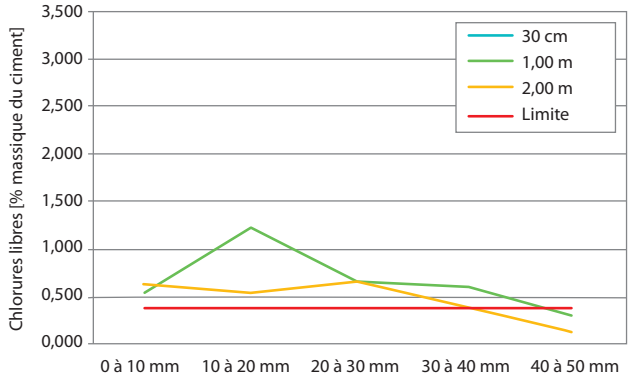


Figure 2.60 – Profils de chlorures libres [en % du ciment] du parement est de la pile P2 (face exposée au sel).

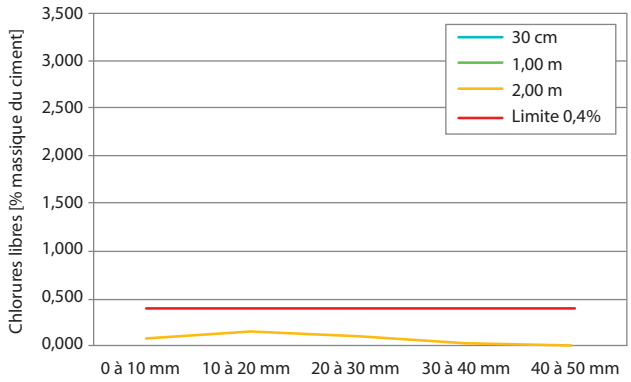


Figure 2.61 – Profils de chlorures libres [en % du ciment] du parement ouest de la pile P2 (face non exposée au sel).

Les autres investigations ont été réalisées en 2019 sur les deux zones suivantes :

- le parement ouest du voile de la pile P2 (non exposé aux sels de déverglaçage) ;
- le parement ouest du voile de la pile P3 en Terre-Plein Central (exposé aux sels de déverglaçage).

a) Diagnostic de la corrosion (enrobages, potentiels d'armatures et résistivité)

Le Tableau 2.67 suivant présente les valeurs statistiques caractéristiques de l'enrobage [en mm] pour un enrobage théorique de 30 mm.

Tableau 2.67 – Valeurs statistiques des enrobages de béton [en mm].

Partie / Zone	Armatures horizontales					Armatures verticales				
	Min.	Moy.	≤ 45	e_{95+}*	e_{95-}**	Min.	Moy.	≤ 45	e_{95+}*	e_{95-}**
Face ouest du voile de la pile P2	21	27	100 %	22	35	14	37	81 %	25	62
Face ouest du voile de la pile P3	12	31	95 %	14	12	33	42	62 %	35	47

* 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+}.

** 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

Dans les zones d'investigation, l'enrobage moyen des armatures est respectivement de 30 et 40 mm pour les armatures horizontales et verticales. Entre 95 et 100 % des enrobages mesurés des aciers horizontaux ont un enrobage inférieur à celui auquel on pourrait s'attendre aujourd'hui (45 mm). Globalement, les enrobages mesurés sur la pile P2 sont inférieurs à ceux mesurés sur la pile centrale P3.

Le Tableau 2.68 présente la proportion de mesures de résistivité réalisées sur les piles du pont selon les différentes classes de risque de corrosion proposées par la recommandation RILEM TC 154 pour un béton CEM I.

Tableau 2.68 – Mesures de résistivité.

	Face ouest du voile de la pile P2		Face ouest du voile de la pile P3	
Résistivité électrique [kΩ·cm]	Risque de corrosion	Pourcentage de mesures	Risque de corrosion	Pourcentage de mesures
Re > 100	négligeable	100 %	négligeable	40 %
50 < Re < 100	faible	0 %	faible	18 %
10 < Re < 50	modérée	0 %	modérée	29 %
Re < 10	forte	0 %	forte	17 %

Les résistivités mesurées sur la pile latérale P2 sont généralement élevées (entre 108 et 268 kΩ·cm) et correspondent à un béton compact et/ou carbonaté et/ou abrité. Un léger gradient vertical avec des résistivités plus faibles est observé dans la partie basse, correspon-

dant probablement à une humidité plus élevée (projection d'eau par exemple). Les armatures de ce parement sont implantées dans un béton peu propice au développement de la corrosion.

Les mesures effectuées sur la pile centrale P3 montrent clairement un gradient de résistivité avec des résistivités très faibles sur les deux premières lignes de mailles de mesure à mettre en relation avec les projections d'eau chargées en sels de déverglaçage. Les armatures de ce parement (moitié inférieure de la zone d'investigation) sont implantées dans un béton favorable au développement de la corrosion.

Les potentiels d'électrode mesurés sur la face ouest du voile de la pile P2 sont très peu électronégatifs (entre – 55 et – 177 mV). Ils correspondent à des armatures théoriquement en état de passivation. On observe un léger gradient vertical avec plus de potentiels électronégatifs au bas de la pile. Ce gradient est lié à l'humidité du béton et n'est pas symptomatique de la présence de zones anodiques. L'étude des gradients de potentiel met en évidence les effets perturbateurs du carottage, avec des gradients supérieurs à 10 mV/cm qui ne sont pas symptomatiques de la présence de zones anodiques. L'enlèvement du béton pour assurer le raccordement des équipements de mesure montre un acier vertical sans aucun signe de corrosion.

Les potentiels d'électrode mesurés sur la face ouest de la pile P3 montrent un comportement classique d'un parement exposé à des projections contenant des chlorures provenant de sels de déverglaçage. La zone d'investigation présente un potentiel électronégatif élevé dans le tiers inférieur. Ces valeurs fortement électronégatives sont dues à l'humidité et à la présence d'ions chlorure qui impactent la mesure du potentiel. Ils ne sont pas nécessairement symptomatiques de la corrosion des armatures. La différence maximale de potentiel est respectivement de 520 et 478 mV pour les armatures horizontales et verticales. Les gradients verticaux de potentiel sont généralement inférieurs à 10 mV/cm. De plus, sauf dans le coin supérieur droit de la zone où l'on retrouve des valeurs élevées (respectivement 16 et 12 mV/cm sur un acier horizontal et un acier vertical), ce qui correspond à un écaillage de béton avec une armature apparente, les fortes valeurs de gradient observées occasionnellement ne sont pas dues à des « puits de potentiels » et ne sont donc pas symptomatiques de la présence de zones anodiques.

Les mesures de profondeur de carbonatation sont résumées dans le Tableau 2.69.

Les résistances moyennes en compression mesurées sur 4 carottes extraites de la pile P2 et 3 carottes de la pile P3 sont respectivement de 35,6 MPa et de 36,4 MPa, ce qui correspond à une classe de résistance C30/37.

Tableau 2.69 – Résultats des mesures de profondeur de carbonatation.

Profondeur moyenne/max [mm]	Parement ouest	Parement est
Pile P2	16/20	18/20
Pile P3	15/17	15/17

La synthèse des mesures des indicateurs de durabilité est présentée dans le Tableau 2.70.

Tableau 2.70 – Valeurs des indicateurs de durabilité.

Synthèse des données			
Caractéristiques de l'ouvrage		Pile P2 (ouest) non exposée aux sels	Pile P3 (ouest) exposée aux sels
Épaisseur d'enrobage [mm]	e_{moy}	24	30
Dosage en ciment (CEM I) [kg/m³]		350	350
Témoins de durée de vie			
Profondeur de carbonatation [mm]	p_c	16	15
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [% de la masse de ciment]	$[Cl^-]$	0,113	2,09
Indicateurs de durabilité			
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} m².s^{-1}]	D_{rcm}	41,2 (46,7/33,4/43,6)	NM
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	16,7 (16,8/17,3/17,1)	NM
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m²]	k_{gaz}	646 (438/834/667)	NM
Résistivité [Ω·m]		38 (31/53/31)	NM
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [g/m²]	C_a	5 793 (5 634/5 293/6 453)	NM
Masse volumique [kg/m³]	ρ_b	2 250	NM
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	11 ; 16	NM
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	15 ; 28	NM
Facteur d'espacement [µm]	$\bar{L}$	279	NM
Essai d'écaillage à 56 cycles [g/m²]		50 917 (56 611/61 061/37 999/45 223)	NM
Essai de gel (dans l'eau) : **- allongement relatif à 26 cycles [µm/m]** **- rapport du carré des fréquences de résonance à 26 cycles**	$\Delta l/l$ $\frac{F_{Fn}^2}{F_{Fo}^2} \times 100$	1 759 (1 018/2 500/2 180) 21 (36/10/16)	NM
Résistance caractéristique du béton sur site [MPa] / Classe de résistance	f_c Classe	35,6 30/37	36,4 30/37

* NM : non mesuré.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Les valeurs mesurées sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures classent le béton des piles en durabilité potentielle « faible » à « très faible », selon AFGC 2004 [AFGC, 2004].

Si cet ouvrage devait être construit aujourd'hui, la combinaison de classes d'exposition XF4, XD3 selon NF EN 206/CN serait retenue pour le béton des piles, avec les exigences supplémentaires de composition du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017], et celles du niveau de prévention G+S des « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » publiées par le LCPC en 2003.

Le Tableau 2.71 présente la position du béton des piles du passage supérieur (PS) de St-Poncy par rapport à la réglementation actuelle, avec le code couleur suivant :

conforme	non conforme

Tableau 2.71 – Évaluation de la conformité du béton aux règles actuelles.

Exigences de composition XD3, XF4 G+S		Béton des piles du PS de St-Poncy
Type de ciment	CEM I	CEM I
Caractéristiques complémentaires du ciment	PM ou sulfato-résistant	non
Dosage en liant	> 385 kg	350 kg
Rapport Eau efficace/liant	< 0,45	0,57
Classe de résistance en compression	≥ C35/45	C30/37
Adjuvant entraineur d'air	Obligatoire ou essai de résistance au gel	non
Exigences sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion XD3		**Béton des piles du PS de St-Poncy**
Porosité accessible à l'eau [%]	< 13	16,7
Coefficient de diffusion des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	< 3,5	41,2
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	< 200	646
Exigences sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis du gel avec fondants		**Béton des piles du PS de St-Poncy**
Facteur d'espacement $\bar{L}$ [µm]	< 200	279
Allongement relatif [µm/m]	< 400	1 759
Rapport des carrés des fréquences de résonance	> 75	21
Écaillage [g/m^2]	< 600	50 917

3.2.5.4. Conclusions tirées

Hormis le type de ciment, toutes les spécifications et tous les indicateurs de durabilité de ce béton sont non conformes vis-à-vis de la durabilité par rapport à la corrosion. De plus, tous les indicateurs de performances pour la résistance au gel sont très largement dépassés, et l'enrobage des aciers ne respecte pas la valeur de 50 mm fixée dans l'EC2 en XD3.

Les caractéristiques du béton utilisé en 1988 pour la construction des piles du PS de St-Poncy ne répondent pas aux exigences actuelles pour se protéger d'une exposition au gel sévère avec un niveau de salage très fréquent (XF4, XD3, G+S) et pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

30 ans après sa construction :

- la carbonatation du béton est présente sur 60 à 80 % de l'épaisseur d'enrobage selon la zone investiguée. Le premier lit d'armatures n'est donc pas atteint dans ces zones ;
- la concentration en chlorures libres par rapport à la masse de ciment dans la formule de béton (2 %) dépasse largement le concentration critique (0,4 %) d'initiation de la corrosion au niveau du premier lit d'armatures de la pile centrale (P3) ;
- de faibles enrobages béton existent quelle que soit la zone et avec une très forte proportion d'armatures avec un enrobage inférieur à 45 mm ;
- de fortes résistivités sont mesurées *in situ* sur la pile P2. Les armatures de cette face sont implantées dans un béton peu sujet au développement de la corrosion. Un gradient vertical de résistivité est présent sur la pile centrale P3 avec des résistivités très faibles en partie basse, à relier aux projections d'eau et de sels de déverglaçage. Les armatures situées dans la moitié inférieure de la zone d'investigation sont noyées dans un béton propice à un développement de la corrosion ;
- les potentiels d'électrodes ne montrent pas de signes de présence de zones anodiques.

Globalement, les investigations non destructives indiquent que, malgré une faible couverture et un béton sujet au développement de la corrosion (pile P3), il n'y a pas d'indice d'initiation de corrosion dans les zones étudiées (sauf sur les 10 à 20 premiers centimètres à la base de P3 où l'écaillage du béton, un début d'éclatement et la corrosion des armatures sont déjà visibles).

3.2.6. Pont du Pirou

3.2.6.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont du Pirou est un passage supérieur de l'autoroute A75 qui supporte la route départementale D4 (Figure 2.62). Il date de 1991 et donne accès au village du Pirou situé dans le département du Cantal.

Figure 2.62 – Vue du pont du Pirou.

L'ouvrage est constitué d'un tablier continu en béton précontraint. Le franchissement est composé de trois travées (13,40 / 24,50 / 13,40 m), pour une longueur totale de 55,70 m et une largeur de 8,80 m. Il repose sur 2 piles et sur 2 culées.

Il est situé en moyenne montagne (altitude 884 m), en zone de gel sévère et la viabilité hivernale de l'A75 présente un niveau de salage « très fréquent » sur cette section. Les classes d'exposition du béton à prendre en compte pour ces parties d'ouvrages sont les classes XF4, XD3 et XC4.

Les parties investiguées concernent deux piles et plus précisément :

- un parement de pile non exposé aux sels de déverglaçage : parement ouest de la pile de rive ouest ;
- un parement de pile exposé aux sels de déverglaçage : parement est de la pile de rive ouest.

Chaque pile est constituée d'un voile en béton armé sur semelle superficielle.

3.2.6.2. Historique des travaux et état actuel

Le Tableau 2.72 présente la composition du béton issue des archives de la DIR Massif Central.

Tableau 2.72 – Composition du béton du pont du Pirou.

Composition de la formule de béton			
Constituant	**Classe**	**Provenance**	**Quantité [kg/m³]**
Ciment	CPA 55 (CEM I)	Lafarge, usine du Teil	400
Sable	0/4	Société S. Rieutortet	750
Gravillon	4/10	Issoire	233
Gravier	10/20	Issoire	670
Eau (totale)		Réseau potable	182
Adjuvant haut réducteur d'eau (1,4 %)	Superplast LS		5,6
Adjuvant entraîneur d'air (0,08 %)	Chryso°Air		0,32

Le dosage important en superplastifiant pourrait laisser penser que la quantité d'eau affichée dans la composition est la quantité d'eau totale. Cela amènerait à un rapport eau efficace/ciment assez bas, autour de 0,40, et qui serait compatible avec les caractéristiques de durabilité obtenues sur ce béton.

La classe de résistance en compression est C30/37.

Une seule inspection détaillée avait été réalisée dans la vie de l'ouvrage en juin 2001 avant celle faite en 2019 dans le cadre de PerfDuB. Ces deux inspections, réalisées sur la pile ouest à 10 puis 28 années de service de l'ouvrage, n'ont mis en évidence aucun désordre apparent qui pourrait être lié à de la corrosion des armatures de béton armé, ou à des cycles de gel–dégel sur le béton.

3.2.6.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

À la demande de la DIR Massif Central, des profils de pénétration des ions chlorure ont été réalisés en 2014 sur la pile ouest à différentes hauteurs des voiles. Les résultats de concentrations en chlorures libres, ramenées à la quantité de ciment de la formule de béton, sont donnés dans les Figures 2.63 a et b.

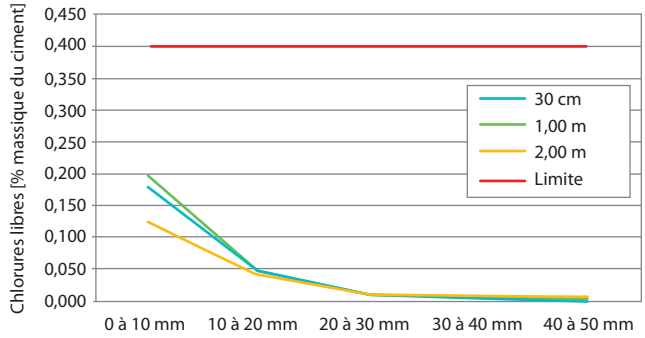


Figure 2.63 – (a) Profils de chlorures libres [en % du ciment] du parement ouest de la pile ouest (face non exposée au sel).

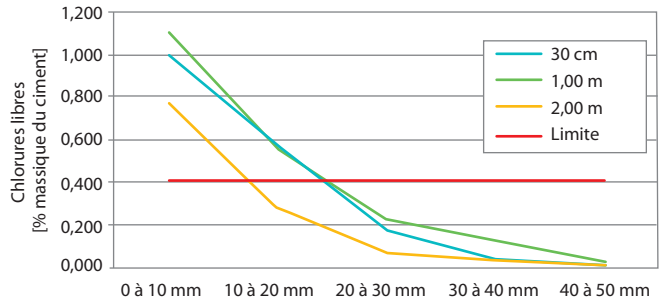


Figure 2.63 – (b) Profils de chlorures libres [en % du ciment] du parement est de la pile ouest (face exposée au sel).

Les autres investigations ont été réalisées en 2019 sur les deux zones suivantes :

- le parement ouest du voile de la pile ouest (non exposé aux sels de déverglaçage) ;
- le parement est du voile de la pile ouest (exposé aux sels de déverglaçage).

a) Diagnostic de la corrosion (enrobages, potentiels d'armatures et résistivité)

Le Tableau 2.73 présente les valeurs statistiques caractéristiques de l'enrobage (en mm) pour un enrobage théorique de 30 mm.

Tableau 2.73 – Valeurs statistiques des enrobages de béton [en mm].

Partie / Zone	Armatures horizontales					Armatures verticales				
	Min.	Moy.	≤ 45	e_{95+}*	e_{95-}**	Min.	Moy.	≤ 45	e_{95+}*	e_{95-}**
Face ouest de la pile ouest	18	25	100 %	18	33	27	36	100 %	30	41
Face est de la pile ouest	23	29	100 %	24	35	37	44	57 %	38	53

* 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+}.

** 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

Pour la face ouest de la pile, l'enrobage moyen des armatures est respectivement de 25 et 36 mm pour les armatures horizontales et verticales, et 100 % des enrobages mesurés sont nettement inférieurs à l'enrobage qui serait spécifié aujourd'hui (45 mm).

Pour la face est de la pile, l'enrobage moyen des armatures est respectivement de 29 et 44 mm pour les armatures horizontales et verticales, et respectivement 100 % et 57 % des enrobages mesurés des armatures horizontales et verticales sont inférieurs à l'enrobage qui serait spécifié aujourd'hui (45 mm).

Le Tableau 2.74 présente la proportion de mesures de résistivité réalisées sur les piles du pont selon les différentes classes de risque de corrosion proposées par la recommandation RILEM TC 154 [Polder, 2000] pour le béton CEM I.

Tableau 2.74 – Mesures de résistivité.

	Face ouest de la pile ouest		Face est de la pile ouest	
Résistivité électrique [kΩ·cm]	**Risque de corrosion**	**Pourcentage de mesures**	**Risque de corrosion**	**Pourcentage de mesures**
Re > 100	négligeable	100 %	négligeable	100 %
50 < Re < 100	faible	0 %	faible	0 %
10 < Re < 50	modérée	0 %	modérée	0 %
Re < 10	forte	0 %	forte	0 %

Les résistivités mesurées *in situ* sur les faces est et ouest de la pile P3 sont globalement élevées. Une analyse détaillée montre que les valeurs de résistivité de la face ouest (protégée des embruns) sont légèrement supérieures à celles de la face est (exposée aux projections d'eau et aux sels de déverglaçage). Pour les deux faces (ouest et est), les mesures montrent clairement un gradient vertical de résistivité avec des résistivités plus faibles en pied de pile (plus exposé à l'humidité). Les armatures de cette face sont implantées dans un béton peu sujet au développement de la corrosion.

Sur la face ouest, les potentiels d'électrode mesurés sur les armatures horizontales sont généralement légèrement plus électronégatifs que ceux des armatures verticales. Un léger gradient vertical avec plus de potentiels électronégatifs est observé en bas de pile : les armatures présentent plus de potentiels électronégatifs dans le 1/3 inférieur de la zone d'investigation ; ce gradient est probablement lié à une plus grande exposition du béton à l'humidité (voire aux chlorures des sels de déverglaçage). L'étude des gradients locaux (variation locale des potentiels) montre deux zones de « puits de potentiel » pour les armatures horizontales (– 26 mV/cm et – 8 mV/cm) et une zone (– 9 mV/cm) pour les armatures verticales. Ces pics de potentiels pourraient être l'indice de zones anodiques. Au pied de la pile, l'absence de pic de potentiel conduit à conclure à une absence de zones anodiques.

Sur la face est, les observations relatives aux potentiels d'électrode sont globalement similaires à celles formulées pour la face ouest. Cependant, les potentiels sont légèrement plus électronégatifs et les potentiels des armatures verticales (jusqu'à – 396 mV) sont plus électronégatifs que ceux des armatures horizontales (jusqu'à – 343 mV). De plus, les valeurs les plus électronégatives concernent une hauteur plus importante que sur la face ouest (environ les 2/3 inférieurs de la hauteur). Les mesures montrent un comportement classique d'une face exposée à des projections contenant des chlorures de sels de déverglaçage. La zone d'investigation montre de grands potentiels électronégatifs en pied de pile. Ces valeurs fortement électronégatives sont dues à l'humidité et à la présence d'ions chlorure qui impactent la

mesure du potentiel. Ils ne sont pas nécessairement symptomatiques d'une corrosion des armatures.

Les mesures de profondeur de carbonatation sont résumées dans le Tableau 2.75.

Tableau 2.75 – Profondeur moyenne de carbonatation sur la pile ouest.

Profondeur moyenne/max [mm]	Parement ouest	Parement est
Pile ouest	2	3

La synthèse des mesures des indicateurs de durabilité est reportée dans le Tableau 2.76.

Tableau 2.76 – Valeurs des indicateurs de durabilité.

Synthèse des données sur la pile ouest			
Caractéristiques de l'ouvrage		Face ouest non exposée aux sels	Face est exposée aux sels
Épaisseur d'enrobage [mm]	e_{moy}	26	30
Dosage en ciment (CEM I) [kg/m³]		400	400
Témoins de durée de vie			
Profondeur de carbonatation [mm]	p_c	2	3
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [% de la masse de ciment]	$[Cl^-]$	0,012	0,226
Indicateurs de durabilité		Pile ouest	
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	9,4 (9,7/10,3/8,1)	
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	11,9 (11,7/12,0/11,9)	
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	240 (264/227/228)	
Résistivité [Ω·m]		104 (105/86/121)	
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [g/m²]	C_a	2 512 (2 493/2 389/2 653)	
Masse volumique [kg/m³]	ρ_b	2 330	
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	0 ; 0	
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	0 ; 0	
Facteur d'espacement [µm]	$\bar{L}$	257	
Essai d'écaillage à 56 cycles [g/m²]		103 (256/73/42/133)	

Essai de gel (dans l'eau) : **- allongement relatif à 300 cycles [µm/m]**	$\Delta l/l$	289 (93/485/80)
- rapport du carré des fréquences de résonance à 300 cycles	$\frac{F_{Fn}^2}{F_{Fo}^2} \times 100$	93 (92/95/92)
Résistance caractéristique du béton sur site [MPa] / **Classe de résistance**	f_c **Classe**	64,0 70/85

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Les valeurs mesurées sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures classent le béton des piles en durabilité potentielle « moyenne » à « élevée », selon AFGC 2004 [AFGC, 2004].

Si cet ouvrage devait être construit aujourd'hui, la combinaison de classes d'exposition XF4, XD3 selon NF EN 206/CN serait retenue pour le béton des piles, avec les exigences supplémentaires de composition du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017], et celles du niveau de prévention G+S des « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel de 2003 ».

Le Tableau 2.77 ci-dessous présente la position du béton des piles du PS du Pirou par rapport à la réglementation actuelle, avec le code couleur suivant :

conforme	non conforme

Tableau 2.77 – Évaluation de la conformité du béton aux règles actuelles.

Exigences de composition XD3, XF4 G+S		**Béton des piles du PS du Pirou**
Type de ciment	CEM I	CEM I
Caractéristiques complémentaires du ciment	PM ou sulfato-résistant	Non déterminé
Dosage en liant	> 385 kg	400 kg
Rapport Eau efficace/liant	< 0,45	0,46
Classe de résistance en compression	≥ C35/45	C70/85
Adjuvant entraineur d'air	Obligatoire ou essai de résistance au gel	oui
Exigences sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion XD3		**Béton des piles du PS du Pirou**
Porosité accessible à l'eau [%]	< 13	11,9
Coefficient de diffusion des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	< 3,5	9,4
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	< 200	240

Exigences sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis du gel avec fondants		Béton des piles du PS du Pirou
Facteur d'espacement $\bar{L}$ [µm]	< 200	257
Allongement relatif [µm/m]	< 400	289
Rapport des carrés des fréquences de résonance	> 75	93
Écaillage [g/m²]	< 600	103

Les caractéristiques du béton utilisé en 1991 pour la construction des piles du PS du Pirou sur A75 répondent aux exigences performantielles actuelles pour une classe d'exposition XF4 complétée des caractéristiques G+S des « Recommandations pour la durabilité au gel des bétons durcis de 2003 ». Le facteur d'espacement est à la limite de conformité si on considère qu'en épreuve de contrôle le critère de validation est d'être inférieur à 250 µm, auquel on peut ajouter l'incertitude communément admise de 10 %, soit un seuil de 275 µm au maximum.

En revanche, les résultats obtenus sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures ne permettent pas de valider une classe d'exposition XD3 au sens du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017].

3.2.6.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du projet national PerfDuB sur une pile du PS du Pirou sur l'autoroute A75 ont permis de caractériser les éléments suivants:

- après 28 années d'exploitation, le phénomène de carbonatation du béton est peu présent. Il a atteint au maximum 15 % de l'épaisseur d'enrobage sur les zones investiguées ;
- après 23 années d'exploitation (mesures 2014), la concentration en chlorures libres, au niveau du premier lit d'armatures (25 à 30 mm de profondeur), reste inférieure à la concentration critique (0,4 %) d'initiation de la corrosion. On notera toutefois que la concentration critique est actuellement dépassée (0,5 %) entre 10 et 20 mm de profondeur dans le béton d'enrobage ;
- le béton C70/85 utilisé à la construction répond aux exigences réglementaires actuelles d'une classe d'exposition XF4 G+S, en termes d'essais de performance vis-à-vis de la durabilité au gel, avec ou sans sels de déverglaçage ;
- en revanche, le béton ne valide pas les exigences performantielles d'une classe d'exposition XD3 selon le fascicule 65 [Fascicule 65, 2017] en matière de coefficient de diffusion des chlorures et de perméabilité aux gaz ;
- des enrobages globalement faibles, plus particulièrement sur le parement est de la pile (100 % des enrobages mesurés sont inférieurs à 45 mm) ;
- des valeurs de résistivité globalement élevées indiquant que les armatures sont situées dans un béton peu sujet au développement de la corrosion ;
- des gradients de potentiel d'électrode qui ne mettent pas en évidence de signes de présence de zones anodiques.

Les investigations non destructives indiquent que, même si l'enrobage est insuffisant, les armatures sont situées dans un béton peu sujet au développement de la corrosion. Par ailleurs, aucune dégradation n'est actuellement visible au pied de pile de cet ouvrage, ce qui est cohérent avec les mesures et résultats obtenus sur les indicateurs de durée de vie et de durabilité du béton.

3.3. Ouvrages âgés de plus de 50 ans

3.3.1. Pont sur la Bruche

3.3.1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage de la RD2420 sur la Bruche à La Broque se situe sur le versant alsacien du massif des Vosges, dans la vallée de la Bruche (Figure 2.64). Il comporte 2 travées de portée 12 m, a une longueur de 26 m et une largeur de 11,5 m, et se compose d'une dalle en béton armé reposant sur des culées et une pile en maçonnerie. Il a été reconstruit en 1947.

Figure 2.64 – Vue générale du pont, depuis le côté amont.

Il se trouve à une altitude de 319 m. Selon le fascicule de documentation FD P18-326 (août 2016), la commune est classée en zone de gel modéré. Selon la norme NF EN 206/CN, la commune se trouve en zone de salage très fréquent (> 30 j/an).

Dans le cadre de la présente étude, seul le tablier de l'ouvrage a fait l'objet d'investigations. En raison du contexte général de l'ouvrage et de sa position, la classe d'exposition retenue pour cette partie d'ouvrage est la classe XC4. Compte tenu de la faible exposition aux sels de déverglaçage, hormis par ruissellement depuis les corniches, ainsi que le gel modéré, les classes XF1/XD3 peuvent également être retenues.

3.3.1.2. Historique des travaux et état actuel

Des inspections détaillées ont eu lieu en août 1988, août 1996, septembre 2001 et novembre 2011.

L'inspection détaillée de 1988 faisait déjà apparaître :

- du béton épaufré avec armature longitudinale oxydée apparente sur une longueur de 1,5 m sur la travée rive gauche aval ;
- plusieurs épaufrures avec armatures partiellement dénudées et oxydées sur le flanc et sur l'encorbellement de la travée rive gauche côté aval et rive droite amont ;
- une épaufrure du béton avec armatures apparentes sur 1,5 m de longueur sur la travée rive droite côté amont ;
- plusieurs sections d'aciers oxydés apparents et points de rouille sur l'intrados de la travée rive gauche ;
- béton peu compact avec suintement d'eau sur le flanc de la dalle aval côté rive gauche et rive droite côté amont ;
- quelques zones de béton mal vibré en milieu de travée côté rive droite ;
- une zone de béton épaufré et peu compact sur l'encorbellement.

Depuis l'inspection réalisée en 1988, de nombreux désordres ont été relevés. Ils se caractérisent principalement, au niveau du tablier, par des éclatements de béton, une corrosion des armatures sur les flancs de la dalle et en intrados, ainsi qu'un ruissellement sur les flancs et autour des gargouilles. En 2012, les recommandations à l'attention du service gestionnaire avaient pour objet d'entreprendre sur le tablier la réfection des zones dégradées en intrados et sur les flancs de la dalle, ainsi que la prolongation des gargouilles avec création d'un larmier afin de limiter les ruissellements en intrados de la dalle.

Entre 1988 et 1996, les anomalies observées sur l'ouvrage n'ont pas montré d'évolution notable. Entre 1996 et 2001, les éclatements de béton se sont accentués et de nouveaux éclatements sont apparus. Une réfection de l'enrobé, des corniches et des garde-corps a permis de limiter les venues d'eau sur l'ouvrage. Toutefois, entre 2001 et 2012, ces désordres ont évolué défavorablement, même si la fissuration transversale relevée, dont l'ouverture est généralement inférieure à 0,2 mm, correspond à un fonctionnement normal en flexion de la dalle.

Figure 2.65 – Intrados du tablier près de la culée côté rive droite.

Figure 2.66 – Intrados du tablier près de la culée côté rive gauche.

3.3.1.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

L'enrobage moyen, proche de 40 mm, correspond à un enrobage assez classique pour ce type de partie d'ouvrage. Toutefois, que ce soit à l'aide de ces relevés ou encore lors des inspections détaillées, il apparaît clairement que ces valeurs d'enrobages sont largement hétérogènes à l'échelle du tablier de cet ouvrage (enrobage variant entre 13 et 73 mm, avec un écart-type

pouvant atteindre 12,6 mm). En effet, localement, le premier lit d'armatures se trouve bien en deçà de ces 40 mm, favorisant dès lors des désordres liés à la corrosion des armatures.

La profondeur moyenne du front de carbonatation est de 27 mm, en éliminant la valeur de 70 mm particulièrement élevée qui s'explique peut-être par la situation du prélèvement dans une zone présentant des traces d'humidité, où l'alternance d'humidité et de séchage a pu accélérer le phénomène de carbonatation.

Ces valeurs de profondeur de carbonatation sont cohérentes pour une partie d'ouvrage de cet âge avec une telle exposition. Comparées à l'enrobage moyen, ces valeurs mettent en évidence un front de carbonatation qui n'a pas encore atteint globalement le premier lit d'armatures. Toutefois, rapporté à l'écart-type de ces relevés des enrobages, il apparaît que ce front de carbonatation a déjà atteint localement ce premier lit d'armatures.

Que ce soit avec le protocole 1 (prélèvement *in situ* de poudres) ou le protocole 2 (prélèvement de carottes puis broyage), les pourcentages de teneurs en chlorures libres sont inférieurs au seuil critique de 0,1 % par rapport à la masse du béton. Au niveau de l'enrobage moyen, les valeurs oscillent entre 0,02 % et 0,05 %. Cela signifie que les concentrations en chlorures sont insuffisantes pour initier, en l'absence d'autres facteurs, la corrosion.

La résistance mécanique moyenne du béton est de 39 MPa.

Concernant les indicateurs de durabilité :

- les 6 valeurs obtenues pour la porosité oscillent entre 12,2 % et 16,1 % avec une moyenne de 14,4 %, ce qui correspond à des valeurs de porosité d'un béton de qualité standard. Toutefois, ces écarts rendent compte d'un béton assez hétérogène à l'échelle de cette partie d'ouvrage ;
- les 5 valeurs obtenues du coefficient apparent de diffusion des chlorures varient entre $2{,}09\times10^{-12}$ et $4{,}27\times10^{-12}$ $m^2\cdot s^{-1}$ avec une moyenne d'environ 3×10^{-12} $m^2\cdot s^{-1}$. Relativement homogènes entre les différents échantillons, les valeurs mesurées pour cet indicateur de durabilité correspondent à des valeurs de durabilité élevée ;
- les valeurs obtenues pour la perméablité aux gaz mettent en évidence une forte disparité quant à la qualité du béton puisque, sur les trois échantillons analysés, les valeurs sont comprises entre 3×10^{-15} (soit $3\,000\times10^{-18}$) et 3×10^{-16} (soit 300×10^{-18} m^2), soit un facteur de 10 entre la valeur la plus faible et celle la plus importante. Avec une moyenne de $2\,000\times10^{-18}$ m^2, les valeurs obtenues pour cet indicateur sont très médiocres, même exceptionnellement anormales ;
- les valeurs obtenues d'absorption capillaire varient entre 4,99 kg/m^2 et 7,19 kg/m^2 avec une moyenne de 6,19 kg/m^2 à l'échelle de cette partie d'ouvrage.

Une carotte prélevée sur le pont (BROC A) a fait l'objet d'une analyse minéralogique détaillée par le laboratoire CPDM de l'IFSTTAR. Les conclusions de cette analyse font état d'un béton cohésif, avec une forte variabilité de sa porosité moyenne mais sans anomalie particulière. Le béton est constitué majoritairement de granulats siliceux ou silicatés et un peu de granulats calcaires. Le dosage en liant actif est de 400 (± 40) kg/m^3 et sa composition minéralogique montre que le ciment employé est probablement un ciment avec une faible quantité de laitier.

Les Tableaux 2.78 et 2.79 reprennent l'ensemble des résultats présentés précédemment. La distinction a été faite entre, d'une part, une zone dite « saine » (Tableau 2.79), exempte d'éclatements de béton, de fractures et autres fers apparents corrodés, et d'autre part une zone dite « corrodée », présentant quant à elle ce type de désordres (Tableau 2.78).

Tableau 2.78 – Valeurs des indicateurs de durabilité pour la zone dite « corrodée ».

Témoins de durée de vie		Zone dite « corrodée »
Profondeur de carbonatation [mm] – (échantillons IX, 3.1 et 3.2)	p_c	25 (30/25/20)
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [%] – (échantillons 4A et 5A)	$[Cl^-]$	0,025 (0,02/0,03)
Indicateurs de durabilité (échantillons BROC 6, 7 et 8)		
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	4,0 (3,78/4,27)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	14,2 (14,6/13,5/14,4)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	300 (300/3 000#/2 000#)
Autres caractéristiques		
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m^2]	C_a	6,06 (6,25/5,74/6,19)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 303 (2 295/2 313/2 300)
Résistance à la compression corrigée [MPa] – (moyenne échantillons VII, IX et X)	f_{cm}	39,0 (35,3/45,3/36,4)
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	6,8 ; 11,1 (moyenne 8,7 ; 13,4)
Carbonatation accélérée (50 %) à *x* et *y* jours [mm]	x_{cx} ; x_{cy}	Non mesurée
Teneur en matière carbonatable [%]	$[Ca(OH)_2]$	Non mesurée

Non considérée.

Tableau 2.79 – Valeurs des indicateurs de durabilité pour la zone dite « saine ».

Témoins de durée de vie		Zone dite « saine »
Profondeur de carbonatation [mm] – (échantillons VI et X)	p_c	30 (30/30)
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [%] – (échantillons ENR2 et ENR3)	$[Cl^-]$	0,045 (0,04/0,05)
Indicateurs de durabilité (échantillons BROC A, B et C)		
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	2,2 (2,31/2,09/2,26)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	14,7 (16,1/15,8/12,2)

Autres caractéristiques		
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m²]	C_a	6,33 (6,80/7,19/4,99)
Masse volumique [kg/m³]	ρ_b	2 280 (2 250/2 239/2 349)
Résistance à la compression corrigée [MPa] – (moyenne échantillons VII, IX et X)	f_{cmc}	39,0 (35,3/45,3/36,4)

En zone dite corrodée, la profondeur de carbonatation a atteint 25 mm et a commencé à corroder les armatures qui ont un enrobage inférieur à cette valeur. La porosité mesurée est de 14,2 et donc conforme au fascicule 65 [Fascicule 65, 2017]. La valeur la plus basse retenue pour la perméabilité aux gaz est de 300 et est supérieure au seuil fixé.

En zone dite saine, la profondeur de carbonatation a atteint 30 mm et n'a pas commencé à corroder les armatures qui ont un enrobage vraisemblablement supérieur à cette valeur. La porosité mesurée est de 14,7 et donc tout juste conforme au seuil du fascicule 65 (14,5) [Fascicule 65, 2017]. Il n'y a pas de perméabilité aux gaz mesurée dans cette zone.

Concernant les indicateurs de durabilité mesurés dans le cadre de ces investigations, ils ne montrent pas de différences significatives entre zones « saines » ou « corrodées », lorsqu'un même test a pu être réalisé pour ces deux cas.

Cependant, en termes de résistance aux désordres liés à la corrosion des armatures, ces différents indicateurs montrent un béton moyennement à peu durable. Les valeurs mesurées des indicateurs sont proches (porosité), voire bien inférieures (k_{gaz}) aux valeurs seuils actuellement préconisées selon le fascicule 65 du CCTG au regard de la classe d'exposition XC4 [Fascicule 65, 2017]. Pour la classe d'exposition XD3, les valeurs de diffusion des chlorures sont proches du seuil préconisé par les recommandations du LCPC [LCPC, 2010] et du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017]. Mais, bien entendu, il faut garder à l'esprit que les valeurs mesurées sont sur un béton très ancien ayant *a priori* bénéficié du facteur de vieillissement (même modéré) sur une longue période et que les valeurs initiales à 90 jours étaient probablement significativement plus élevées.

3.3.1.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du projet PerfDuB sur l'intrados du tablier de la Bruche permettent d'identifier les points suivants :

- du point de vue de la construction, l'enrobage moyen du béton du tablier est conforme aux préconisations pour la classe d'exposition XC4. Cependant, l'hétérogénéité de ces derniers à l'échelle de cette partie de l'ouvrage, avec localement des enrobages bien inférieurs à la valeur de 40 mm, a favorisé l'apparition de désordres liés à la corrosion des armatures ;
- le phénomène de carbonatation est déjà bien avancé sur l'intrados du tablier. Les valeurs obtenues pour la profondeur de carbonatation, de l'ordre d'une trentaine de millimètres, traduisent un processus qui, corrélé à des zones en manque d'enrobage (≤ 30 mm), tend à favoriser les désordres de corrosion des armatures (fissuration, éclats de béton, perte de section d'acier, etc.) ;

- les teneurs en chlorures évaluées jusqu'à la première couche d'armatures n'atteignent pas des concentrations critiques. Cependant, localement, la combinaison d'enrobages insuffisants et d'un front de carbonatation moyen peut induire des désordres ;
- les indicateurs de durée de vie mesurés ne présentent pas une grande variabilité entre les zones dites « saines » et les zones dites « corrodées » ;
- concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] reflètent un béton de classe de durabilité potentielle faible à moyenne.

La combinaison de ces éléments avec des problèmes plus généraux de conception de l'ouvrage (problèmes liés à l'évacuation des eaux, mauvaise étanchéité, etc.) explique l'apparition de nombreux désordres sur l'intrados de l'ouvrage.

3.3.2. Pont Blondel

3.3.2.1. Présentation de l'ouvrage

Le passage inférieur (PI) SNCF/Blondel (Sainte-Musse) se situe dans la ville de Toulon et supporte l'autoroute A57. Il franchit la voie SNCF (ligne Marseille–Vintimille) et la rue André Blondel (Figure 2.67). Il a été mis en service en 1964.

Figure 2.67 – Vue générale du pont Blondel, depuis le sud.

Il est constitué par deux tabliers de type dalle en béton armé comportant chacun deux travées de portée 10,57 m. La longueur totale est de 22,19 m. Chaque tablier a une largeur de 13 m

et repose sur deux culées massives en béton armé fondées sur semelles et une pile centrale constituée par un chevêtre en béton armé reposant sur 4 fûts oblongs en béton armé.

La classe d'exposition retenue pour le tablier et les piles de l'ouvrage est la classe XC4. L'ouvrage se situant à 2 km de la mer, la classe XS1 pourrait être également envisagée.

3.3.2.2. Historique des travaux et état actuel

En 1989, une inspection détaillée relève sous le tablier des coulures d'eau par le joint entre les deux tabliers, et sur la pile des armatures corrodées sur le chevêtre (à la jonction face est) et des fissures sur le raidisseur (visibles sur le côté voie ferrée moitié sud).

En 1996, une inspection détaillée révèle un ruissellement au droit du joint entre tabliers, quelques petits désordres du béton (éclatement, ragréages existants, ragréage avec éclat) sur la travée au-dessus de la rue Blondel, et une légère évolution de la fissuration du raidisseur de la pile depuis 1989.

En 2011, une nouvelle inspection détaillée révèle toujours le ruissellement au droit du joint entre tabliers, différents désordres du béton sur la travée au-dessus de la rue Blondel (quelques armatures apparentes corrodées, éraflures, ragréages, épaufrures, nids de cailloux, éclat de béton) et une fissuration fine, verticale, des flancs de dalle d'ouverture maximale 0,2 mm (avec efflorescence sèche). Elle révèle aussi sur la pile centrale un éclat de béton avec armatures apparentes corrodées, un éclat en cours de formation ainsi que des coulures (provenant des venues d'eau entre tabliers) et différents désordres du béton (quelques ragréages, zones de ségrégation, épaufrures).

En 2011, des investigations ont été réalisées et les résultats sont les suivants :

- l'enrobage des aciers au niveau des fûts de pile est très variable (de 20 à 91 mm) ;
- l'enrobage des aciers au niveau du chevêtre de pile varie entre 50 et 76 mm, pour une profondeur de carbonatation mesurée entre 30 et 45 mm. Sur le chevêtre, le front de carbonatation n'a donc pas atteint les armatures passives ;
- le béton du chevêtre présente une résistance en compression moyenne de 32 MPa ;
- l'enrobage des aciers du lit inférieur du tablier (mesuré en intrados) varie de 10 à 36 mm pour les aciers transversaux et de 35 à 50 mm pour les aciers longitudinaux ;
- la profondeur de carbonatation mesurée sur le tablier est de l'ordre de 35 mm ; elle atteint donc les aciers transversaux et commence à atteindre certains aciers longitudinaux ;
- le béton du tablier sud présente une résistance moyenne en compression de 35,6 MPa.

Les résultats obtenus en 2011 montrent donc que le béton présente une résistance en compression modérée et que le front de carbonatation n'a pas encore atteint les armatures longitudinales du tablier et les armatures du chevêtre de pile. Cependant, les armatures transversales de l'intrados du tablier se trouvent par contre dans la zone de béton carbonaté.

3.3.2.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Des prélèvements ont été effectués en 2015 par carottage sur le chevêtre de la pile centrale et l'intrados du tablier :

- sur le chevêtre, face est, du tablier sud et du tablier nord ;
- en sous-face du tablier nord, excepté la carotte H15 réalisée sur le tablier sud.

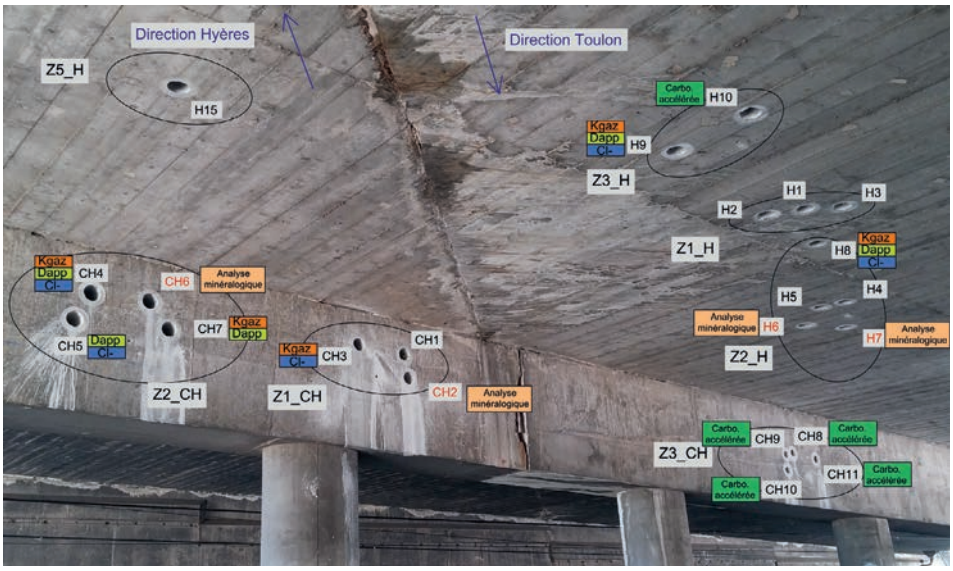


Figure 2.68 – Implantation des prélèvements opérés dans le chevêtre sur pile et dans les dalles (investigations de 2015) ; certains désordres sont visibles (coulures d'eau au joint entre les deux tabliers).

Le diagnostic de corrosion a été réalisé en octobre 2015 sur 6 zones distinctes de l'ouvrage : 4 zones en intrados des tabliers nord et sud au droit de la rue Blondel, et 2 zones sur le chevêtre de la pile centrale ; les principaux résultats sont synthétisés dans le Tableau 2.80.

Tableau 2.80 – Résultats du diagnostic de corrosion.

Zone	Potentiels d'armatures ($Cu/CuSO_4$) [mV]	Densité de courant de corrosion [$\mu A/cm^2$]	Résistivité [$k\Omega \cdot cm$]
1 – Tablier nord	– 110 à + 85	0,027 et 0,120	106 à 533 (quelques valeurs entre 46 et 96 – environ 11 %)
2 – Tablier nord	– 129 à + 115	0,027 et 0,052	116 à 457 (une zone entre 11 et 39 – environ 17 %)
4 – Tablier sud (« saine »)	– 112 à + 95	0,003 et 0,013	116 à 478 (une zone entre 11 et 39 – environ 20 %)
6 – Tablier sud	– 50 à + 90	0,008 et 0,014	282 à 958
3 – Chevêtre sud	– 1 à + 173	0,010 et 0,082	104 à 486
5 – Chevêtre sud (« saine »)	+ 50 à + 228	0,003 et 0,080	200 à 447

L'analyse de l'ensemble de ces résultats montre que les armatures ne présentent pas de signe de corrosion, aussi bien au niveau du tablier que du chevêtre :

- potentiel d'électrode inférieur à – 200 mV (probabilité de corrosion faible) ;
- densité de courant inférieure à 0,1 $\mu A/cm^2$ excepté une mesure à 0,12 $\mu A/cm^2$ en zone 1 (niveau de corrosion négligeable) ;

- résistivité supérieure à 100 kΩ·cm (risque nul) pour le chevêtre et avec des valeurs entre 10 et plus de 500 kΩ·cm pour le tablier correspondant majoritairement à un risque nul et localement à un risque faible ou modéré.

Les mesures d'enrobage effectuées en 2016 sont cohérentes avec celles relevées lors des investigations de 2011, à savoir :

- tablier :
  - aciers transversaux (1er lit) : e_{moy} = 26 mm (variable de 10 à 36 mm),
  - aciers longitudinaux (2e lit) : e_{moy} = 45 mm (variable de 35 à 50 mm) ;
- chevêtre de pile :
  - aciers verticaux (1er lit) : e_{moy} = 60 mm (variable de 50 à 76 mm),
  - aciers horizontaux (2e lit) : e_{moy} = 67 mm (variable de 62 à 72 mm).

Les résultats obtenus sur les teneurs en chlorures sont systématiquement inférieurs à 0,005 % de la masse du béton et donc inférieur à 0,027 % de la masse de ciment pour le tablier et 0,023 % pour le chevêtre. Ces résultats sont donc très en dessous du seuil d'initiation de la corrosion de 0,4 % de la masse de ciment.

L'analyse minéralogique complète effectuée sur les bétons montre que le ciment constitutif du béton est un CEM I et que le béton ne contient pas de laitier ou de cendres volantes. Le dosage en liant actif est de :

- 420 kg (± 40 kg) pour le tablier ;
- 470 kg (± 40 kg) pour le chevêtre.

Les observations microscopiques des échantillons n'ont pas mis en évidence la présence de pathologie. Les bétons semblent intègres et sans anomalie particulière. On note pour le béton du chevêtre des interfaces pâte de ciment/granulat légèrement décohésives ponctuellement, et des phases anhydres en plus grand nombre que pour le béton du tablier.

La synthèse des mesures des indicateurs de durabilité est la suivante (Tableau 2.81).

Tableau 2.81 – Valeurs des indicateurs de durabilité et de durée de vie.

Synthèse des données			
Caractéristiques de l'ouvrage		Chevêtre	Hourdis
Épaisseur d'enrobage (valeurs 2018) [mm]	e_{moy}	60 (aciers verticaux) 67 (aciers horizontaux)	26 (aciers trans.) 45 (aciers long.)
Résistance du béton [MPa]	f_c	32	35,6
Dosage en ciment (CEM I) [kg/m³]		470	420
Témoins de durée de vie			
Profondeur de carbonatation [mm]	p_c	30 à 45	35
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [% de la masse de ciment]	$[Cl^-]$	< 0,023	< 0,027

Indicateurs de durabilité			
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2.s^{-1}$]	D_{rcm}	35,7 (29/37/41)	16,2 (9,7/21/18)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	17,7 (17,6/16,7/18,9)	13,2 (12,7/11,6/15,3)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	600 (2 000 #/3 000 #/600)	200 (8 000 #/200/200)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [g/m^2]	C_a	5 530 (5 286/5 547/5 513)	3 290 (5 905/1 831/2 135)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 210	2 290
Carbonatation accélérée (4 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	10 ; 11	0
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	11 ; 23	0

Valeur non prise en compte.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « faible » à « très faible ».

On note une certaine variabilité des résultats, en particulier pour la perméabilité aux gaz. Le béton constitutif du chevêtre ne vérifie aucun des critères du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017] pour la classe d'exposition XC4 (mis à part l'enrobage). Le béton constitutif du tablier vérifie uniquement le critère pour la porosité accessible à l'eau mais dépasse largement le critère de la perméabilité aux gaz et présente des enrobages faibles (26 mm en moyenne pour le 1er lit du tablier).

3.3.2.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du projet PerfDuB sur le béton du tablier et du chevêtre de pile du PI SNCF/Blondel (ouvrage de 1964) permettent d'identifier les points suivants :

- Le phénomène de carbonatation est déjà bien avancé sur l'intrados de l'ouvrage. Les valeurs obtenues, de l'ordre de 35 millimètres, rendent compte d'un processus qui, corrélé avec des zones de plus faibles enrobages (≤ 36 mm pour le premier lit), peut initier une corrosion.
- Au niveau du chevêtre, la carbonatation également bien avancée (30 à 45 mm) n'a pas encore atteint les armatures mais n'est pas loin des premiers aciers (enrobage mini mesuré de 50 mm).
- Les dosages en chlorures réalisés jusqu'au premier lit d'armatures sont très éloignés du seuil d'initiation de la corrosion.
- Le risque de corrosion des armatures dû à la pénétration des chlorures est inexistant au moment du diagnostic.

- Concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « faible » à « très faible ».
- Bien que le front de carbonatation ait atteint certains lits d'acier, le diagnostic corrosion ne montre pas de mesures corroborant une réelle initiation de la corrosion. Cela semble cohérent avec l'absence de désordres visibles notables. En effet, les aciers corrodés relevés lors des IDP (inspections détaillées périodiques) présentent des enrobages très faibles à inexistants ou sont situés dans des zones d'écoulement d'eau.

3.3.3. Pont X

3.3.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont X (Figure 2.69) est un pont en arc en béton armé à tablier intermédiaire en béton armé suspendu de 1 travée (+ 2 travées d'accès) de longueur totale 179,65 m. La portée de l'arc est de 153 m. La largeur utile entre garde-corps est de 11,86 m.

Figure 2.69 – Vue générale du pont X.

Il a été construit par l'entreprise Constructions Edmond Coignet entre 1952 et 1954. L'ouvrage est situé en environnement marin ; la base des arcs est en zone de marnage et le reste de l'ouvrage est exposé aux embruns. Il relève donc des classes d'exposition XS3/XC4.

Selon le dossier d'ouvrage, le béton des arcs et du tablier a été dosé à 400 kg de ciment 250/315 « Flambeau prise mer », en provenance de l'usine de Lottinghen située dans le département du Pas-de-Calais. Les gravillons proviennent de la grève à Brestant située dans les environs de

l'ouvrage. Le sable a été prélevé dans le lit de la rivière située à proximité. La composition du béton est donc la suivante :

- ciment 250/315 Flambeau : 400 kg
- sable roulé 0/8 : 500 litres
- gravillon 5,3/25 : 650 litres
- eau sur agrégats secs : 160 litres.

Les essais de résistance à la compression réalisés à 90 jours sur des cubes de 20 cm d'arête indiquent des résultats de 335 kg/cm^2 (33,5 MPa).

Le dossier d'ouvrage précise les quantités d'aciers utilisées par partie d'ouvrage, ainsi que leurs nuances. Pour les arcs, il a été utilisé de l'acier 60 au chrome cuivre et de l'acier 42. Pour le tablier, seul de l'acier 42 a été incorporé au béton. Le dossier indique également que l'arc a été hydrofugé en surface par application d'une « peinture incolore aux silicones Aquellus S.1 ».

Les concepteurs de l'époque avaient pris en considération le risque important de corrosion au regard de l'exposition de l'ouvrage : « Afin de protéger les armatures contre la corrosion extrêmement active dans cette région, celles-ci sont disposées à 3,5 cm du nu des bétons. » Cette disposition est conforme au règlement en vigueur à l'époque. En effet, la circulaire série A n°8 du 19 juillet 1934 impose une protection de 35 mm pour les ouvrages à la mer.

Les enrobages théoriques (extraits des plans d'exécution) des armatures les plus proches du parement sont calculés en tenant compte des attaches et des cadres fixés autour des barres et des aciers principaux. Les barres principales des arcs sont des aciers Ø 32 mm. Leur position est variable selon les faces considérées. Sur les faces verticales, l'enrobage des attaches Ø 10 et 12 mm est au minimum de 32 mm et au maximum de 42 mm. Sur les faces horizontales et inclinées, l'enrobage des attaches Ø 10 et 12 mm est au minimum de 52 mm et au maximum de 102 mm.

3.3.3.2. Historique des travaux et état actuel

Nous n'avons eu accès qu'au rapport d'inspection détaillée de 2011. Celui-ci mentionne des dégradations dues à la corrosion principalement sur les appuis des travées d'accès et dans une moindre mesure en intrados du tablier. Sur les faces extérieures des arcs, le rapport relève :

- des épaufrures de béton sur l'arc amont, localisées dans les zones de marnage ;
- quelques fissures de 0,2 mm d'ouverture, dont une ancienne en clé de voûte de l'arc aval (face amont) ;
- des traces d'efflorescences en intrados de l'arc aval ;
- quelques points de rouille dus à la présence de ligatures d'aciers en fond de coffrage ;
- la présence d'algues sur les faces exposées au marnage.

Le pont X, compte tenu de l'âge des bétons et de l'environnement maritime, est dans un état correct et les arcs ont vraisemblablement fait l'objet d'un soin particulier lors de la mise en œuvre des bétons à en juger par le peu de désordres relevés et l'excellente qualité des parements extérieurs. Les documents mis à disposition ne font pas référence à des actions de réparations menées sur les arcs.

3.3.3.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Le diagnostic de durabilité du béton armé (évaluation du risque de corrosion des armatures due à la pénétration des chlorures dans le béton d'enrobage) a été mené en 2015 et s'est appuyé sur les investigations réalisées dans les 2 zones suivantes Z2 et Z3.

a) Zone Z2 : naissance de l'arc amont, côté rive gauche (zone de marnage)
(Figure 2.70)

À l'extrados de l'arc, l'arête supérieure du bandeau est éclatée par la corrosion des armatures sur au moins 1,50 m de longueur et 20 cm de largeur. Plusieurs fissures sont notées sur la zone étudiée. Les fissures sont plus nombreuses, continues, plutôt longitudinales et d'ouverture parfois millimétrique sur le bandeau inférieur de l'arc. Elles se prolongent sur toute la zone de marnage mais elles sont plus discrètes au-delà. Pour mémoire, ces fissures ne figurent pas sur les documents de l'inspection de 2011. Après avoir localement dégagé les algues, elles semblent aussi présentes sur les autres naissances des deux arcs.

Figure 2.70 – Zone Z2.

Figure 2.71 – Zone Z3.

b) Zone Z3 : arc aval, au niveau du trottoir, côté rive gauche (zone d'embruns)
(Figure 2.71)

La zone étudiée concerne la face intérieure de l'arc aval, entre la pièce de pont n°E20 et le portique n°4, au-dessus du trottoir. Cette zone est soumise aux embruns. Elle est répartie entre le bandeau supérieur de l'arc et la zone centrale. La zone étudiée ne présente aucune fissure ni ragréage.

Le Tableau 2.82 présente les valeurs des enrobages mesurés.

Tableau 2.82 – Enrobages mesurés.

Zone - Partie		Armatures transversales (ou horizontales)		Armatures longitudinales (ou verticales)	
		Moyenne [mm]	Min. [mm]	Moyenne [mm]	Min. [mm]
Z2	Bandeaux	62	46	67	58
	Âme	41	38	50	40
Z3	Bandeaux	72	40	66	46
	Âme	55	51	55	46

Les enrobages respectent les enrobages prévus à la conception (35 mm). Cependant, on observe une grande majorité d'enrobages inférieurs aux enrobages attendus aujourd'hui pour ce type d'environnement (de l'ordre de 50 mm en environnement marin).

Le Tableau 2.83 présente les valeurs des indicateurs de durabilité qui ont été mesurés uniquement dans la zone Z3.

Tableau 2.83 – Valeurs des indicateurs de durabilité mesurés seulement en zone Z3.

Synthèse des données		
Indicateurs de durabilité		Arc (naissance)
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	10,2 (10,6/9,7)
Résistivité électrique [Ω·m]	Res	82 (79/85)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	12,2 (11,9/12,4)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	495 (715/274))
Autres caractéristiques		
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [g/m^2]	C_a	3 890 (3 780/4 000)
Masse volumique [kg/m^3]	ρ_b	2 270
Pseudo-perméabilité à l'eau liquide [$kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-0,5}$]	w	0,80 (0,77/0,82)

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

On observe que le béton constitutif de l'arc est de classe de durabilité potentielle globalement faible à moyenne (AFGC, 2004 [AFGC, 2004]). Au regard de l'environnement considéré (embruns, marnage), cette classe de durabilité correspond à une durée de vie potentielle (D) de l'ordre de 50 à 100 ans pour le béton constitutif de l'arc. Si l'on compare par rapport aux valeurs maximales des indicateurs de durabilité sans réduction d'enrobage prescrites en classe XS3 par le fascicule 65 (P_{eau} < 13 ; k_{gaz} < 200 et D_{rcm} < 3,5) [Fascicule 65, 2017], on observe que la porosité est respectée, mais que le coefficient de diffusion apparent des chlorures est nettement trop élevé, ainsi que la perméabilité aux gaz, ce qui confirme que la durabilité de cet ouvrage ne peut atteindre les 100 ans, d'autant plus que l'enrobage est insuffisant.

Le coefficient de diffusion des ions chlorure D_{app} diminuant avec le temps (« *ageing effect* »), il est possible d'estimer la valeur de D_{rcm} à la construction de l'ouvrage, $D_{rcm}(t_0)$, en prenant en compte cet effet. Pour tenir compte de la nature du liant et de l'exposition du béton, deux facteurs de vieillissement sont testés ici (α = 0,2 et 0,4). Le Tableau 2.84 suivant présente ces estimations.

Tableau 2.84 – Valeurs de D_{rcm}, tenant compte du vieillissement.

Facteur de vieillissement	$D_{rcm}(t)$ moyen $t = 21\,900$ jours (60 ans)	$D_{rcm}(t_0)$ $t_0 = 90$ jours
$\alpha = 0{,}2$	10,2	30,6
$\alpha = 0{,}4$		91,9

La prise en compte de ce facteur de vieillissement ne fait que confirmer la valeur trop grande du coefficient de diffusion apparent des chlorures de ce béton.

Les deux graphiques suivants (Figure 2.72) récapitulent les profils de pénétration des chlorures libres et totaux dans les différentes zones d'investigation.

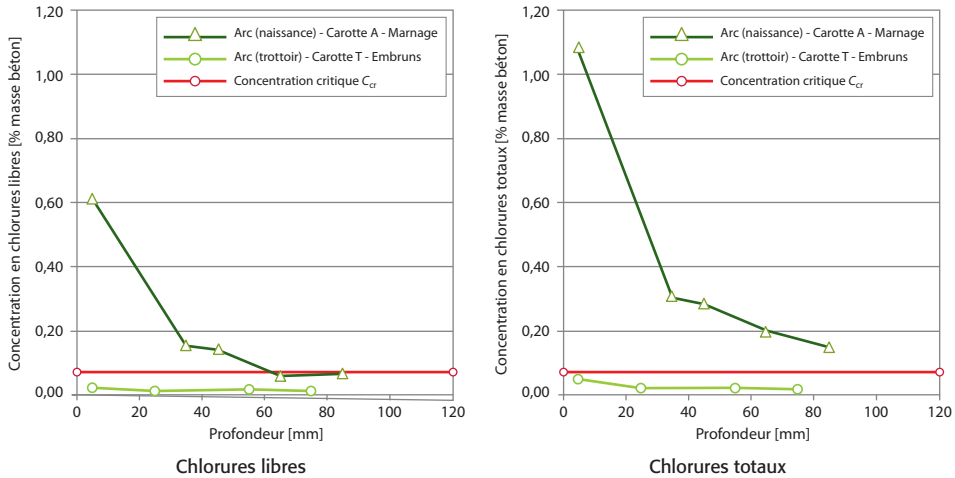


Figure 2.72 – Profils de pénétration des chlorures libres et totaux en zone Z2 (vert foncé : zone de marnage) et Z3 (vert clair : zone d'embruns).

Ces profils montrent que la pénétration des chlorures est importante dans les parties inférieures de l'ouvrage et exposées au marnage (naissance de l'arc). En zone Z2, la naissance de l'arc présente une profondeur de pollution relativement importante (plus de 6 cm). En partie supérieure d'ouvrage (arc zone Z3), la pénétration des chlorures est très faible, voire négligeable ; ce qui est surprenant au regard de l'âge de l'ouvrage et de son exposition. La plus faible exposition aux embruns n'explique pas tout. L'application d'une « peinture incolore aux silicones Aquellux S.1 », assimilable à une imprégnation hydrophobe, pourrait alors expliquer la très faible pénétration des chlorures en zone Z3.

Les mesures de résistivité électrique donnent les résultats suivants :

- Zone Z2 : la cartographie de résistivité effectuée sur l'âme de l'arc montre l'effet du marnage (humidité et pollution du béton par les chlorures). On observe ainsi deux zones significatives : une zone basse avec des résistivités inférieures à 30 kΩ·cm correspondant à un risque de corrosion élevé, une zone haute avec des résistivités comprises entre 20 et 60 kΩ·cm correspondant à un risque de corrosion plus faible.
- Zone Z3 : les résistivités sont globalement supérieures à 100 kΩ·cm. Ces résistivités importantes s'expliquent par un béton moins humide et moins pollué par les chlorures. Les

résistivités sont plus particulièrement élevées sur la partie basse de l'âme (supérieures à 200 kΩ·cm). Les résistivités du bandeau supérieur sont légèrement inférieures (entre 100 et 200 kΩ·cm) : le bandeau est vraisemblablement plus humide (plus exposé aux effets des précipitations).

Les mesures de potentiel d'armatures fournissent les résultats suivants :

- Zone Z2 : l'analyse des gradients de potentiels (recommandée par la RILEM) montre des gradients relativement homogènes et inférieurs à 5 mV/cm pour le bandeau supérieur. L'âme présente au moins deux zones avec des gradients de l'ordre de 7 mV/cm. Le bandeau inférieur présente des gradients homogènes et inférieurs à 1 mV/cm. L'ensemble de ces éléments conduit à conclure à une probabilité de corrosion modérée à forte pour l'âme et le bandeau supérieur, faible pour le bandeau inférieur.
- Zone Z3 : globalement, les potentiels sont peu électronégatifs (supérieurs à – 250 mV). Selon l'ASTM, cela correspondrait à une probabilité de corrosion faible. L'analyse des gradients de potentiels (recommandée par la RILEM), quant à elle, montre que les gradients sont relativement homogènes et inférieurs à 4 mV/cm. L'ensemble de ces éléments conduit à conclure à une probabilité de corrosion faible à négligeable pour le bandeau supérieur et l'âme.

3.3.3.4. Conclusions tirées

Les investigations menées sur l'arc du pont X conduisent aux résultats suivants :

- La profondeur moyenne du front de chlorures est de l'ordre de 60 mm à la naissance de l'arc dans la zone de marnage (Z2) et de 0 mm en partie supérieure de l'arc au niveau du tablier dans une zone exposée aux embruns (Z3).
- À la naissance de l'arc (Z2), compte tenu des enrobages mesurés et de la pénétration importante de chlorures, statistiquement :
  - pour les bandeaux : respectivement 65 % et 56 % des armatures transversales et longitudinales sont susceptibles d'être dépassivées ;
  - pour l'âme : respectivement 100 % et 86 % pour les armatures transversales et longitudinales sont susceptibles d'être dépassivées.
- En partie haute de l'arc (Z3), compte tenu des enrobages mesurés et de la très faible pénétration des chlorures, statistiquement 0 % des armatures transversales et longitudinales sont susceptibles d'être dépassivées.
- Les valeurs d'indicateurs indiquent un béton de classe de durabilité potentielle « faible » à « moyenne » selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004], qui pourrait correspondre à une durée de vie prévisible de l'ordre de 50 à 100 ans avec un enrobage conventionnel de 50 mm (armatures transversales).
- Compte tenu de l'âge de l'ouvrage au moment du diagnostic (60 ans), les profondeurs de pénétration de chlorures mesurées confirment ces tendances et les évaluations électrochimiques (résistivité et potentiel d'électrode) confirment les résultats précédents.

3.3.4. Pont des Vallières

3.3.4.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont des Vallières (Figure 2.73) a été construit en 1926 par l'entreprise Thorrand. Il permet à la route départementale RD28 de franchir le ravin des Vallières sur le territoire de la commune de Guillaumes dans le département des Alpes-Maritimes.

Figure 2.73 – Vue générale du pont des Vallières (vue depuis la rive gauche amont).

Le franchissement est assuré par un tablier en arc sous chaussée en béton armé de portée 45 m. La structure porteuse est formée par 2 nervures en arc reliées par un hourdis et encastrées dans 2 massifs distants de 44,50 m. Le tablier en béton armé repose sur l'arc nervuré par l'intermédiaire de cinq piles en rive gauche et quatre piles en rive droite (Figure 2.74).

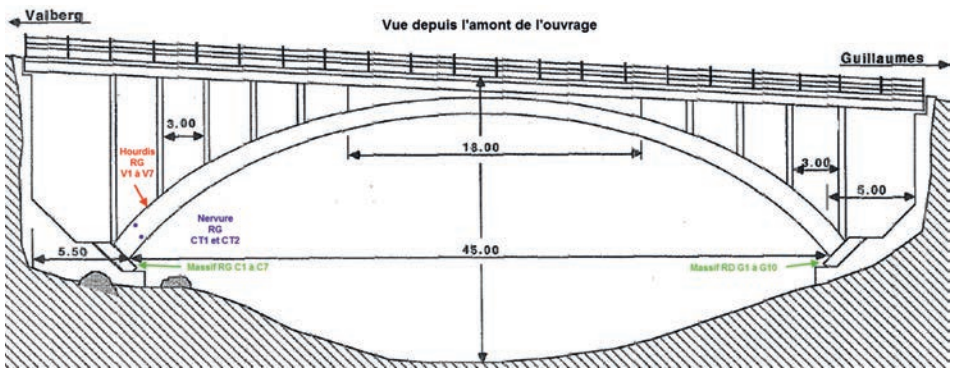


Figure 2.74 – Élévation du pont avec la localisation des prélèvements opérés en 2018.

L'ouvrage est situé en moyenne montagne (1 100 m : gel sévère) et soumis à un salage très fréquent (XF4) mais, en raison du contexte général de l'ouvrage et de sa position, la classe d'exposition retenue pour l'arc est la classe XF3.

3.3.4.2. Historique des travaux et état actuel

Les différentes inspections détaillées de cette structure font apparaître :

- en 1968 : un bon état général ;
- en 1974 : quelques fines fissures à la base des montants rive gauche et quelques cadres visibles en face aval de l'arc ;
- en 1980 : des aciers visibles à la naissance de l'arc avec rouille estimée à 30 % et proposition faite de protéger les aciers apparents sous l'arc en rive gauche et sur la face latérale par un mortier ;
- en 1983 : ouvrage en assez bon état, mais existence d'une fissure transversale du hourdis supérieur au 1/4 de l'ouvrage en rive gauche avec calcite, et cornière métallique de trottoir à surveiller ;
- en 1988 : ouvrage jugé en assez bon état. Éclats aux extrémités des poutres amont du tablier en rive droite et rive gauche, avec aciers apparents sur les poutres amont rive droite. Éclatement de béton aux 1er pilier et 2e pilier amont avec aciers apparents ; fissures et aciers apparents en pied du 8e pilier aval. Pas d'évolution de la fissure transversale. Proposition de surveiller une fois l'an les désordres en pied rive droite amont ;
- en 1993 : les appareils d'appuis ne remplissent plus leur rôle car ils sont corrodés et déplacés. Sur la chaussée, une fissure transversale au niveau des joints et une fissure longitudinale à la naissance des encorbellements. Trace d'humidité au niveau de la rive gauche sous le hourdis. Le terrain en RG aval s'affaisse. L'ouvrage se dégrade : les ragréages se détériorent. Première demande d'étude pour son remplacement mais pas de péril pour l'ouvrage ;
- en 1998 : mêmes conclusions qu'en 1993, avec poursuite de l'évolution des désordres ;
- en 2004 : ouvrage en assez mauvais état. Une diffusion des désordres est observée sur l'ensemble des arcs ;
- en 2011 : mauvais état des appareils d'appuis, mauvais état des arcs, étanchéité défectueuse. L'ouvrage classé en état d'urgence.

Suite à la mise en évidence de dégradations importantes sur les bétons de l'arc lors de cette dernière inspection, un diagnostic des bétons a été réalisé par un prestataire sur les bétons du tablier, de l'arc et de la pile côté rive droite. Ce diagnostic assez peu précis fait néanmoins apparaître :

- une résistance à la compression moyenne de 15,3 MPa, sur la face amont de la pile rive droite ;
- une profondeur de carbonatation de 6,00 cm à 10,00 cm (5 essais) sur le tablier face aval côté rive droite ;
- une porosité variant entre 17,2 et 21,9 % pour les différents bétons prélevés côté rive droite.

Le département décide alors de mettre en place un pont provisoire sur l'ouvrage dans l'attente d'une démolition/reconstruction.

3.3.4.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Les investigations ont été réalisées en 2018 sur la naissance de l'arc en rive gauche de l'ouvrage et sur les deux massifs de pied d'arc. Les détails de la localisation et du diamètre des carottes sont illustrés sur les Figures 2.75 et 2.76.

Figure 2.75 – Carottes prélevées à la naissance de l'arc, côté rive gauche (photo de gauche) et dans la nervure de l'arc, côté rive gauche amont (photo de droite).

Figure 2.76 – Carottes prélevées dans le massif en pied d'arc, respectivement côté rive gauche et côté rive droite (respectivement photo de gauche et photo de droite).

En premier lieu, pour le diagnostic de corrosion, quatre zones distinctes de l'ouvrage ont été contrôlées :

- Zone 1 : face supérieure du hourdis de l'arc, extrémité rive gauche ;
- Zone 2 : face latérale de la nervure amont de l'arc, extrémité rive gauche ;
- Zone 3 : face amont du poteau 1 de l'extrémité rive gauche ;
- Zone 4 : face amont du poteau 1 de l'extrémité rive droite.

Les principaux résultats sont synthétisés dans le Tableau 2.85 ci-après.

L'analyse de ces résultats montre que :

- Zones 1 et 2 : aucune corrosion des armatures n'est décelée, ni aucun risque à court terme ;
- Zones 3 et 4 : la corrosion est développée en partie basse de la zone. Cette corrosion était active au moment des mesures.

Tableau 2.85 – Résultats du diagnostic de corrosion.

Zone	Risque de corrosion lié aux potentiels d'armatures [%]			Densité de courant de corrosion [µA/cm²]		Résistivité [kΩ·cm]	
Zone 1	89	11		0,003	0,012	113 à 214	
Zone 2	95,2	4,8		0,003		Mesure non réalisable (béton trop résistif)	
Zone 3	66,7	20	13,3	0,060	0,190	57 à 78 (zone épaufrée)	148 à 204
Zone 4	62,5	12,5	25	0,005/0,009	0,394	19	0/3/7

L'échelle de niveau de corrosion (pour la mesure du courant) ou niveau de risque de corrosion (pour potentiels d'armatures et résistivité) est la suivante :

nul ou négligeable	faible	modéré	fort

En second lieu, les témoins de durée de vie vis-à-vis de la corrosion (la profondeur de carbonatation et le gradient de pénétration des chlorures) ont été étudiés et comparés aux enrobages réels, puis les indicateurs de durabilité ont été mesurés sur les carottes prélevées en incluant les indicateurs relatifs au gel interne et à l'écaillage sous l'action des sels de déverglaçage.

Une carotte a également été prélevée sur la face amont du pied de la nervure de l'arc en rive gauche afin de faire l'objet d'une analyse minéralogique complète du béton pour en retrouver sa composition d'origine. Il en ressort que le dosage en ciment est estimé à 330 ± 35 kg/m^3 de béton, que l'eau efficace de gâchage est estimée à 188 kg/m^3 de béton, ce qui correspond à un rapport E_{eff}/C de 0,57 (0,52 à 0,63). Le ciment constitutif du béton correspond à un ciment Portland de type CEM I.

Le Tableau 2.86 reprend l'ensemble des résultats présentés précédemment. La distinction a été faite entre les différentes parties de l'arc de l'ouvrage (hourdis, nervure et massifs).

Tableau 2.86 – Valeurs des témoins de durée de vie et des indicateurs de durabilité.

Synthèse des données				
Caractéristiques de l'ouvrage		Hourdis de l'arc	Nervure de l'arc	Massifs de l'arc
Épaisseur d'enrobage (valeurs 2018) [mm]	e_{moy}	extrados : 45	27	NR
Dosage en ciment (CEM I) [kg/m³]		330 ± 35		NR
Témoins de durée de vie				
Profondeur de carbonatation [mm]	p_c	extrados : 15 intrados : 92	amont 36	RD 45
Dosage en chlorures libres au niveau de l'enrobage moyen [% de la masse de ciment]	**[Cl⁻] (valeur max obtenue)**	extrados : 0,69 intrados : 0,28 (valeur max car enrobage non connu)	NR	RG < 0,036

Indicateurs de durabilité			
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	97,3	NR
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	20,1	NR
Résistivité [kΩ·m]		31	NR
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	700 (700/3 000#/**)	NR
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	NR	28 ; 17
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	NR	30,5 ; 17,5***
Facteur d'espacement [µm]	$\bar{L}$	NR	494
Écaillage [g/m^2]		NR	11 268
Essai de gel (dans l'eau) : - allongement relatif [µm/m] - rapport du carré des fréquences de résonance	$\Delta l/l$ $\frac{F_{Fn}^2}{F_{Fo}^2} \times 100$	NR	610 36
Résistance caractéristique du béton sur site [MPa] / Classe de résistance	f_c Classe	NR	23,6 C25/30

* NR : non réalisé.

** Non mesurable : les valeurs de perméabilité aux gaz obtenues mettent en évidence une forte disparité quant à la qualité du béton puisque, sur les deux échantillons analysés sur le béton de l'extrados du hourdis de l'arc en rive gauche, les valeurs sont comprises entre 700×10^{-18} et $3\,000 \times 10^{-18}$ et, pour le béton de la nervure amont dans la même zone, le béton présente une perméabilité trop importante pour être mesurée. Il ne peut être fourni une valeur de perméabilité issue des 3 échantillons mais la perméabilité peut être considérée comme supérieure à 700×10^{-18} m^2. Ces valeurs obtenues correspondent à une classe de durabilité « faible » à « très faible » pour la perméabilité aux gaz.

*** Les résultats de carbonatation accélérée sont influencés par la présence de vides dits « caverneux », voire « très caverneux », ce qui explique que les résultats à 28 jours puissent être supérieurs à ceux à 56 jours pour des tests à 3 % de CO_2, comme ceux à 7 jours sont supérieurs à ceux à 28 jours pour les essais à 50 % de CO_2.

Valeur non considérée.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Concernant les indicateurs de durabilité liés à la corrosion, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de l'arc de classe de durabilité potentielle « très faible ».

Du point de vue gel, le béton du massif de l'arc présente des valeurs d'essai bien supérieures aux seuils que l'on fixerait pour ces parties d'ouvrage pour un ouvrage neuf dans ce type d'environnement conformément au fascicule 65 ($\bar{L}$ inférieur à 250 µm pour une classe d'exposition XF3, écaillage inférieur à 600 g/m^2, allongement relatif inférieur à 400 µm/m et rapport du carré des fréquences de résonance supérieur à 75) [Fascicule 65, 2017] .

3.3.4.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du projet PerfDuB sur le béton de l'arc nervuré du pont des Vallières (ouvrage de 1926) permettent d'identifier les points suivants :

- les dosages en chlorures réalisés en extrados du hourdis de l'arc sont très largement supérieurs au seuil d'initiation de la corrosion. Pour l'intrados du hourdis de l'arc, les dosages montrent des teneurs en chlorures notables mais inférieures au seuil d'initiation de la corrosion. Au niveau du massif rive droite, protégé des arrivées d'eau, aucune présence significative de chlorures n'a été constatée ;
- le phénomène de carbonatation est notable dans les zones non ou plus faiblement atteintes par les chlorures (intrados du hourdis de l'arc, face latérale des nervures). Dans ces zones, lorsque les enrobages ont été relevés, les aciers de première nappe sont atteints (face latérale) ;
- concernant les indicateurs de durabilité, les valeurs obtenues comparées aux valeurs limites proposées selon les critères de l'AFGC 2004 [AFGC, 2004] rendent compte d'un béton de classe de durabilité potentielle « très faible » ;
- les seuils d'indicateurs issus du fascicule 65 du CCTG [Fascicule 65, 2017] pour une durée d'utilisation de projet (DUP) de 100 ans pour la classe XC4/XF3 (et également XD3/XF4) sont tous non vérifiés par le béton de l'arc.

3.3.5. Pont Boutiron

3.3.5.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont Boutiron est situé à Creuzier-le-Vieux dans le département de l'Allier. Il fait partie du réseau routier du Département de l'Allier et permet à la route départementale RD27 de franchir la rivière Allier. Il se situe à une altitude d'environ 250 m (Figure 2.77).

Figure 2.77 – Vue générale du pont Boutiron construit par Eugène Freyssinet sur l'Allier.

Il a été construit par le célèbre ingénieur français Eugène Freyssinet connu pour avoir inventé et développé le béton précontraint dans le monde, et qui était réputé pour fabriquer du béton de qualité et apporter un grand soin à la construction de ses ponts.

L'ouvrage a été mis en service en 1912. Il est désormais réservé aux véhicules d'un PTAC inférieur à 3,5 tonnes. La largeur du pont est de 6,55 m, avec une largeur de route de 4,50 m.

La structure est constituée d'un arc en béton armé et d'un treillis sous une dalle supportant la chaussée. L'ouvrage de 207,50 m de long comprend trois travées de 67,60 m, 72,30 m et 67,60 m de long. Chaque travée est composée de deux demi-arcs réunis par une articulation au milieu. La hauteur du tablier est de 5,50 m sur les piles et de 0,50 m à mi-portée.

La zone d'investigation est située au niveau de la dalle inférieure du demi-arc de rive, à proximité immédiate de la culée est ; l'épaisseur de la dalle inférieure est de 40 cm dans la zone d'investigation.

Le pont est situé dans une zone de gel modéré et la partie de l'ouvrage investiguée n'est pas accessible aux sels de déverglaçage. Les classes d'exposition du béton à prendre en compte pour cette partie étudiée de l'ouvrage sont les classes XF1 et XC4.

3.3.5.2. Historique des travaux et état actuel

La composition du béton n'est pas connue.

L'arc est légèrement renforcé avec des aciers doux de petits diamètres. Cependant, la disposition des armatures dans la dalle inférieure de l'arc est très particulière, comme le montre l'extrait suivant (Figure 2.78).

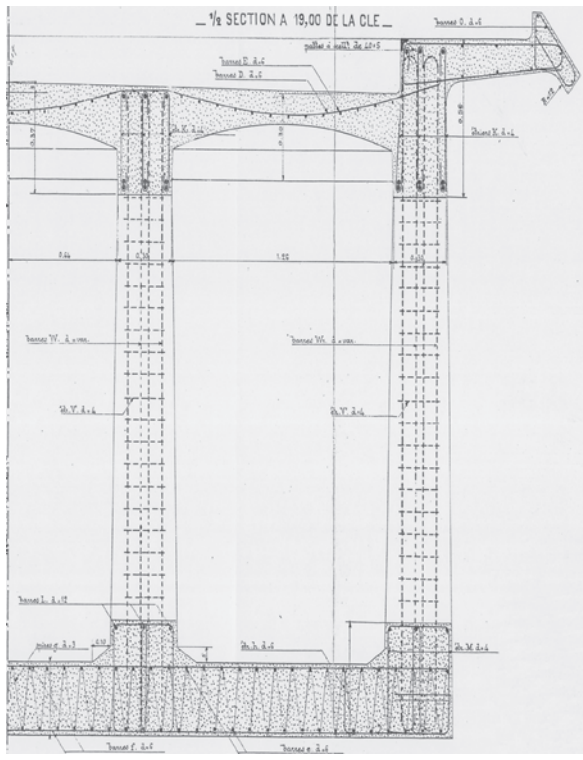


Figure 2.78 – Ferraillage typique dans une section transversale du pont.

Le ferraillage de la dalle inférieure de l'arc est constitué d'aciers inclinés de diamètre 4 mm ; ils sont appelés « spires » sur le plan.

En 2011, les conclusions de l'inspection détaillée mentionnent :

- le pont est en bon état général ;
- la structure est globalement fissurée, mais la largeur des fissures reste faible. Elles s'expliquent par le comportement normal du béton armé d'une structure complexe avec de nombreuses liaisons de type encastrement ;
- comme beaucoup d'ouvrages anciens, l'enrobage de béton des armatures est trop faible et cela produit des éclats et des aciers corrodés apparents (Figure 2.79). Cependant, ces défauts sont de faible ampleur, les éclats de béton étant de petite taille et répartis sur l'ensemble de l'ouvrage.

En 2018, les principales conclusions de l'inspection détaillée sont les suivantes :

- pas d'évolution significative de la fissuration sous la dalle supérieure (tablier), dans les arcs et sur les piles ;
- évolution lente en termes d'apparition de nouveaux éclats et de nouveaux aciers corrodés sur l'ensemble de la structure et dus aux défauts d'enrobage. Certains ragréages doivent être refaits.

Figure 2.79 – Éclatements de béton localisés sur une diagonale dus à un enrobage insuffisant.

3.3.5.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

La zone d'investigation est située sur la dalle inférieure de l'arc de rive, à proximité de la culée est. Aucun désordre dû à la corrosion n'a été enregistré dans cette zone où six carottes ont été prélevées.

Étant donné le grand nombre de carottes traversantes à prélever dans le cadre de ces investigations, et compte tenu de l'élancement structural de cet ouvrage, il a été jugé préférable de les prélever dans la dalle inférieure de l'arc, plutôt que dans toute autre partie de la structure. La conséquence de ce choix est la présence d'aciers doux de petit diamètre dans toutes les carottes de béton extraites.

Une carotte spécifique (Figure 2.80) a été prélevée pour reconstituer la formule du béton par une analyse minéralogique complète qui a été réalisée par le laboratoire LERM. La conclusion extraite de ce rapport présente un béton dont la composition figure au Tableau 2.87.

Face interne

Face externe

Figure 2.80 – Photographie de la carotte prélevée pour analyse minéralogique.

La carotte en béton a une matrice grise. Les granulats ($D_{max} \approx 20$ mm), de types roulé et concassé, sont répartis de manière homogène. Quelques vides ou défauts de compactage sont présents. Il y a beaucoup d'armatures, le plus petit enrobage est de 25 mm par rapport à la face interne. Du côté de la face externe et sur 50 à 75 mm, un béton de couleur plus foncée est présent. Il peut s'agir d'un béton de réparation car on distingue l'interface irrégulière entre les deux bétons.

Du point de vue pétrographique, la teneur en espèces minérales réactives n'apparaît pas négligeable et les granulats de ce béton sont susceptibles d'être classés en granulats potentiellement réactifs (PR). En effet, d'après cet examen, la teneur en espèces réactives pourrait dépasser la limite de 4 % actuellement recommandée dans le cas général par le fascicule de documentation FD P18-542. Cependant, des gels de réaction alcali–granulat n'ont pas été constatés. L'observation au microscope optique montre que la matrice de ce béton contient des grains de clinker résiduels de granulométrie apparemment importante comme fréquemment rencontrés dans le cas des ciments anciens. Selon la classification actuelle des ciments (norme NF EN 197-1), le liant de ce béton correspondrait à un ciment de type CEM I.

Tableau 2.87 – Composition du béton de l'arc du pont Boutiron.

Composition	
Teneur en granulats siliceux	1 590 kg/m^3 de béton
Teneur en ciment	410 (± 40) kg/m^3 de béton
Eau libre	225 kg/m^3 de béton
Rapport E_{eff}/C	0,55 (0,50 à 0,61)

Les autres investigations ont été menées en 2019 dans les zones suivantes :

- le voile de contreventement n°1 à la base des butons inclinés – côté sud ;
- le voile de contreventement n°2 à la base des butons inclinés – côté sud (Figure 2.81) ;
- le voile de contreventement n°2 à la base des butons inclinés – au centre.

Figure 2.81 – Voile de contreventement n°2 à la base des butons inclinés – côté sud.

Diagnostic de corrosion (enrobage de béton, potentiel d'électrode et résistivité)

Le Tableau 2.88 indique les valeurs statistiques caractéristiques de l'enrobage [en mm].

Tableau 2.88 – Valeurs statistiques de l'enrobage [en mm].

Partie / Zone	Armatures horizontales					Armatures verticales				
	Min.	Moy.	≤ 45	e_{95+}*	e_{95-}**	Min.	Moy.	≤ 45	e_{95+}*	e_{95-}**
Voile n°1 sud	42	56	9 %	45	68	49	58	0 %	51	67
Voile n°2 sud	51	55	0 %	51	60	40	54	20 %	42	67
Voile n°2 centre	8	56	48 %	48	65	41	53	13 %	42	66

* 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+}.

** 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

L'enrobage moyen en béton est de l'ordre de 55 mm pour les 3 zones d'investigation ; l'enrobage minimal mesuré est de 40 mm. C'est un résultat assez surprenant quand on sait qu'à l'époque de la construction il n'y avait pas de règle pour l'enrobage, et que cet enrobage était généralement de l'ordre de 20 mm pour la plupart des constructions.

Le Tableau 2.89 présente la proportion de mesures de résistivité réalisées sur les piles du pont selon les différentes classes de risque de corrosion proposées par la recommandation RILEM TC 154 pour le béton CEM I.

Tableau 2.89 – Résultats des mesures de résistivité.

		Voile n°1 sud	Voile n°2 sud	Voile n°2 centre
Résistivité électrique [kΩ·cm]	**Risque de corrosion**	**Pourcentage de mesures**		
Re > 100	négligeable	88 %	100 %	100 %
50 < Re < 100	faible	10 %	0 %	0 %
10 < Re < 50	modérée	2 %	0 %	0 %
Re < 10	élevé	0 %	0 %	0 %

Les résistivités *in situ* mesurées sur les trois zones sont généralement très élevées (jusqu'à 1 000 kΩ·cm) pour la zone 3 (voile de contreventement n°2 - centre). Quelle que soit l'exposition sous abri, il est probable que le béton ait été réalisé avec un liant spécial. Une différence de comportement est observée entre les trois zones d'investigation avec une résistivité moyenne croissante du sud (zones 1 et 2) vers le nord (zone 3). Ce gradient de résistivité transverse est probablement dû à l'exposition du pont. Enfin, dans la zone 1 (voile de contreventement n°1 sud), des résistivités plus faibles sont localement mesurées correspondant à une zone de béton moins compacte (*a priori* un défaut de bétonnage entraînant une ségrégation). Un début d'éclatement du béton dû au gonflement des armatures est également observable.

Les valeurs de potentiel d'électrode mesurées sont toutes positives et généralement comprises entre 0 et 200 mV. Ces valeurs assez atypiques pourraient s'expliquer par un béton très sec ou un béton réalisé avec un liant particulier. Tout semble indiquer que les armatures sont en état de passivation.

Dans les trois zones d'investigation considérées, la différence maximale de potentiels est de :

- Zone 1 : 186 et 190 mV respectivement pour les armatures horizontales et verticales ;
- Zone 2 : 65 et 107 mV respectivement pour les armatures horizontales et verticales ;
- Zone 3 : 123 et 91 mV respectivement pour les armatures horizontales et verticales.

Selon les indications du COST 509 [Cox *et al.*, 1997], seule la zone 1 est susceptible de présenter des zones de corrosion. Cependant, compte tenu des valeurs positives des potentiels, le risque de corrosion est peu probable.

L'étude des gradients de potentiel montre la présence de quelques zones spécifiques et localisées avec des gradients supérieurs à 10 mV/cm qui pourraient être un indice de zones anodiques (compte tenu des valeurs positives des potentiels, le risque de corrosion est cependant peu probable) :

- Zone 1 : renforts horizontaux (28 mV/cm), renforts verticaux (33 mV/cm) ;
- Zone 2 : renforts verticaux (16 mV/cm) ;
- Zone 3 : toutes valeurs inférieures à 9,2 mV/cm.

Au niveau du dégagement nécessaire de béton pour le raccordement des moyens de mesure (CANIN) à l'acier, aucun signe de corrosion des armatures n'a été observé.

Sur la base de six carottes, la carbonatation est inférieure à 1 mm des deux côtés de chaque carotte (intrados et extrados) comme le montre la Figure 2.82. L'enrobage moyen est difficile à évaluer compte tenu de la répartition des armatures, mais on peut admettre en première approximation un enrobage de 20 mm.

Figure 2.82 – Absence de carbonatation sur les six carottes.

Une synthèse des indicateurs de durabilité est présentée dans le Tableau 2.90.

Tableau 2.90 – Valeurs mesurées pour les indicateurs de durabilité.

Indicateurs de durabilité		
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{rcm}	34,3 (24,1/37,0/41,8)
Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	16,4 (16,1/17,5/15,7)
Résistivité [kΩ·m]		37* (36/32/42)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	> 200 (200/2 000#/2 000#)
Absorption capillaire à 24 h [g/m^2]		3 950 (3 691/4 512/3 648)
Carbonatation accélérée (3 %) à 28 et 56 jours [mm]	x_{c28} ; x_{c56}	NM
Carbonatation accélérée (50 %) à 7 et 28 jours [mm]	x_{c7} ; x_{c28}	NM
Facteur d'espacement des bulles d'air [µm]	$\bar{L}$	NM
Écaillage [g/m^2]		NM
Essai de gel (dans l'eau) : - expansion relative [µm/m] - rapport des carrés des fréquences de résonance	$\Delta l/l$ $\frac{F_{Fn}^2}{F_{Fo}^2} \times 100$	NM
Résistance caractéristique du béton sur site [MPa] / Classe de résistance	f_c Classe	42 C45/55

NM : non mesuré. # Valeur non prise en compte.

* Les conclusions de ce test doivent être modérées, car la présence d'aciers dans les carottes peut avoir favorisé la conduction électrique, et donc dégradé la qualité de l'essai.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

3.3.5.4. Conclusions tirées

Les investigations menées dans le cadre du Projet National PerfDuB sur la dalle inférieure de l'arche du pont Boutiron dans l'Allier ont été difficiles à gérer ; la disposition des armatures dans la dalle empêche tout prélèvement de béton sans armature. En effet, certaines armatures dites « spires » ne sont ni perpendiculaires ni parallèles aux parements de la dalle. Il est donc impossible de les éviter lors du carottage.

La présence de ces armatures dans les éprouvettes affecte la qualité des essais de durabilité réalisés dans le cadre de l'approche performantielle de durabilité du béton armé. Néanmoins, si l'on prend en compte les résultats, la durabilité potentielle du béton apparaît très faible, malgré le fait que le pont soit dans un bon état général pour un pont aussi ancien de plus de 100 ans. Des éclats de béton et des aciers apparents corrodés existent en certains points répartis sur l'ensemble de l'ouvrage, et cela est dû à un enrobage de béton localement défectueux (moins de 20 mm).

La classe de résistance à la compression du béton de l'arc inférieur, évaluée selon la norme NF EN 13791/CN, est C45/55, ce qui est une très bonne valeur pour un béton aussi ancien qui comprend 410 kg de ciment de type CEM I par mètre cube de béton. Le plus surprenant est la profondeur de carbonatation mesurée inférieure à 1 mm sur la zone étudiée de l'arc, située à proximité immédiate de la culée est.

Les investigations menées sur les trois zones de contreventement du pont Boutiron montrent des enrobages de béton supérieurs à 45 mm, des résistivités très élevées, à l'exception d'une zone localisée correspondant à un béton ségrégé, et des potentiels électriques positifs indiquant que les armatures sont passivées. Les investigations non destructives indiquent que les armatures sont bien protégées, implantées dans un béton peu sensible à la corrosion et essentiellement passivées.

3.3.6. Palais d'Iéna

3.3.6.1. Présentation de l'ouvrage

Le palais d'Iéna, aussi connu sous le nom de musée des Travaux Publics, a été conçu par Auguste Perret dans le cadre du plan d'urbanisme de l'Exposition internationale « Arts et Techniques dans la Vie Moderne » de Paris en 1937. En 1959, le Conseil économique et social s'installe dans le palais d'Iéna (Figure 2.83).

La construction du palais d'Iéna débute donc en 1937 pour s'achever en 1995 au terme de quatre étapes. L'aile sud du Palais d'Iéna est la première phase de construction, bâtie entre 1937 et 1938 par la « Société des grands travaux en béton armé », entreprise de Gustave Perret. Elle est classée Monument Historique. Ce monument a déjà été en partie ou totalement restauré, et présente des dossiers de diagnostic assez complets et récents.

Figure 2.83 – Vue générale du palais d'Iéna.

Figure 2.84 – Vue de l'aile sud du palais d'Iéna.

L'aile sud du palais d'Iéna, élevée sur deux étages, est un bâtiment de 80 m de long, 20 m de large et 20 m de haut (Figure 2.84). La façade sud de l'aile est composée de douze travées dont neuf avec des colonnes monumentales de 13 m de hauteur, espacées tous les 6 m. Leur diamètre est de 0,80 m à la base et 1,03 m à la partie supérieure. De plus, à chaque colonne correspond, sur la face arrière du corps du bâtiment, côté cour, un pilier de section carrée. Ces piliers ne portent pas les planchers de l'édifice mais seulement la toiture. Chaque colonne est réunie au pilier correspondant par une poutre de 18 m de portée. L'ensemble de ces trois éléments forme un portique rigide. Les portiques sont réunis à la façade par un bandeau formant architrave de la colonnade bordée d'une large corniche. Cet ensemble porte seulement la terrasse formant la couverture du bâtiment et est indépendant de la structure intérieure du bâtiment.

La façade de l'aile sud du palais d'Iéna est située dans un environnement XC4.

3.3.6.2. Historique des travaux et état actuel

Tout d'abord, deux types d'éléments de fabrication sont à distinguer :

- les éléments structurels coffrés sur place (colonnes, pilastres…) ;
- les éléments préfabriqués comme les claustras et les panneaux de remplissage (soubassements entre les grandes fenêtres).

Certains éléments contiennent un hydrofuge qui a été ajouté lors de la mise en œuvre.

D'après les descriptifs de travaux laissés par Auguste Perret, le ciment utilisé pour les éléments structurels est un ciment Portland ordinaire dosé à 300 kg pour 400 litres de sable et 800 litres de gravillons. Une première série d'analyses en laboratoire réalisées en 2015 (BPE/Studiolo) confirme l'absence de cendres volantes, de fumée de silice et de laitier. Cela indiquerait donc que le ciment utilisé est de type CEM I.

Le béton des éléments structurels présente des rapports eau/ciment (E/C) variant entre 0,58 et 0,63 (Tableau 2.91) d'après les prélèvements effectués par les bureaux d'expertise BPE Ingénierie et Studiolo.

Tableau 2.91 – Caractéristiques du béton de la façade sud (BPE/Studiolo, 2015).

Zone	Élément	Teneur en ciment [%]	Teneur en ciment [kg/m³]	Quantité de granulats [%]	Rapport E/C
SC7	Pilastre	17,8	390	71,0	0,63
SC8	Colonne	20,4	460	67,8	0,58
SC9	Soubassement	19,2	420	69,2	0,60

Les éléments porteurs (colonnes et pilastres) ont une porosité ouverte moins importante que les soubassements (Tableau 2.92).

Tableau 2.92 – Porosité et masse volumique du béton de la façade sud (BPE/Studiolo, 2015).

Zone	Élément	Porosité ouverte [%]	Masse volumique apparente [kg/m³]
SC7	Pilastre	14,2	2 160
SC8	Colonne	14,2	2 170
SC9	Soubassement	17,1	2 200

D'après les essais de résistance à la compression, les colonnes, éléments porteurs de la toiture, sont plus résistantes par rapport aux autres éléments, et notamment les soubassements (Tableau 2.93).

Tableau 2.93 – Résistance à la compression du béton de la façade sud (BPE/Studiolo, 2015).

Zone	Élément	Résistance à la compression [N/mm² ou MPa]	Classe de résistance
SC7	Pilastre	26,4	C25/30
SC8	Colonne	34,9	C30/37
SC9	Soubassement	24,1	C20/25

Ayant une teneur en carbone comprise entre 0,05 et 2 %, et une résistance à la traction aux alentours de 400 MPa, l'acier utilisé pour armer le béton est un acier doux.

Au début des années 2000, la façade a été nettoyée par projection d'abrasifs fins en voie sèche (système Thomas-Hanry). En 2009, une opération de purge a été effectuée. Un traitement de passivation sur les armatures apparentes a également été réalisé. En 2014, un grand chantier de restauration, d'une durée de deux ans, a été mis en place, chantier au cours duquel un diagnostic de l'état du béton armé a été effectué.

Diagnostic effectué dans le cadre de la restauration de 2014–2016

Dans le cadre des travaux de restauration, un diagnostic analytique avec prélèvements et sondages a été effectué par trois professionnels différents afin de mesurer l'enrobage et la profondeur de carbonatation ainsi que les concentrations en sels (sulfates, chlorures). Sur la façade sud (Figure 2.85) :

- trois carottages ont été effectués par BPE et Studiolo ;
- dix-sept sondages et deux prélèvements ont été effectués par Ginger CEBTP ;
- dix carottages ont été effectués par le LRMH.

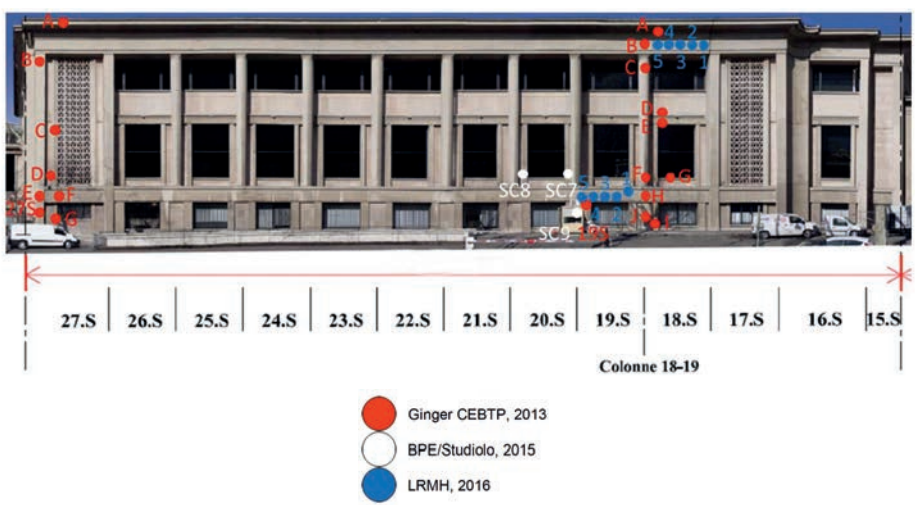


Figure 2.85 – Localisation des prélèvements et sondages sur la façade sud du palais d'Iéna.

L'épaisseur d'enrobage varie entre 2,2 et 9,5 cm en général (Tableaux 2.94, 2.95, 2.96). L'enrobage peut aussi varier dans un même élément : de 3,5 à 9,5 cm pour une corniche, de 5 à 9,5 cm pour un même pilier ou encore de 2,6 à 7,5 cm pour une colonne. La carbonatation est présente jusqu'à 4 cm de profondeur, pour une moyenne de 1,4 cm. À l'exception d'une platebande (Tableau 2.94), la carbonatation n'atteint jamais les armatures.

Tableau 2.94 – Épaisseur d'enrobage des armatures et profondeur de carbonatation des bétons de la travée 18S de la façade sud (Ginger CEBTP, 2013).

Réf.	Élément	Enrobage (pachomètre) [cm]	Enrobage (sondage) [cm]	Carbonatation (sondage) [cm]	Carbonatation/enrobage (sondage)
A	Corniche	9	9,5	4	0,42
B	Frise	–	> 15	3	< 0,20
C	Colonne	4	4,5	2	0,44
D	Platebande	5,5	5	0	0
E	Platebande	3,5	3,5	2,5	0,71
F	Colonne	7	7,5	1,7	0,23
G	Allège	2,5	2,5	0,4	0,16
H	Platebande	2,5	2,2	3,1	**1,42**
I	Pilastre	5,5	5	2,1	0,42
J	Modénature	–	Absence d'armature	0,2	–

Tableau 2.95 – Épaisseur d'enrobage des armatures et profondeur de carbonatation des bétons de la travée 27S de la façade sud (Ginger CEBTP, 2013).

Réf.	Élément	Enrobage (pachomètre) [cm]	Enrobage (sondage) [cm]	Carbonatation (sondage) [cm]	Carbonatation/enrobage (sondage)
A	Corniche	3,5	3,5	2,4	0,69
B	Pilier	4,5	5	0	0
C	Pilastre	3,5	3,5	2,2	0,63
D	Modénature	–	Absence d'armature	0,2	–
E	Pilier	9	9,5	0,5	0,05
F	Platebande	–	Absence d'armature	0,3	–
G	Pilastre	3,5	3,5	2,7	**0,77**

Tableau 2.96 – Épaisseur d'enrobage et profondeur de carbonatation des bétons de la travée 20S de la façade sud (BPE/Studiolo, 2015).

Réf.	Élément	Enrobage moyen (pachomètre) [cm]	Enrobage minimum (pachomètre) [cm]	Carbonatation (carotte) [cm]	Carbonatation/enrobage minimum
SC7	Pilastre	6,6	4,7	0,3	0,06
SC8	Colonne	6,7	2,6	< 0,1	< 0,04
SC9	Soubassement	8,8	7,5	0,3	0,04

Des profils de concentration en silice soluble, en chlorures et en sulfates ont été établis sur des profondeurs variant de 0 à 4 centimètres. Les seuils considérés comme pathogènes sont respectivement de 0,4 % par rapport à la masse de ciment pour les chlorures et de 4 % par rapport à la masse de ciment pour les sulfates. Ils sont dépassés dès le premier centimètre pour les chlorures (0,53 et 0,57 %) et les sulfates (5,28 et 6,92 %) (Tableau 2.97). Les sulfates sont présents en grande quantité jusqu'à 2 cm dans le soubassement (poudre 19S).

Tableau 2.97 – Concentration en silice soluble, chlorures et sulfates présents entre 0 et 5 cm de profondeur dans le béton de la façade sud (BPE/Studiolo, 2015) (Ginger CEBTP, 2013).

Référence	% silice	% ciment	% Cl	% Cl/ciment	% SO_3	% SO_3/ciment
Poudre 19S (0–1 cm)	2,95	14,8	0,078	**0,53**	1,02	**6,92**
Poudre 19S (1–2 cm)	2,47	12,4	0,016	0,13	0,50	**4,05**
Poudre 19S (2–3 cm)	2,35	11,8	0,004	**0,03**	0,34	2,89
Poudre 27S (0–1 cm)	2,99	15,0	0,085	**0,57**	0,79	**5,28**
Poudre 27S (1–2 cm)	3,05	15,3	0,031	0,21	0,45	2,95
Poudre 27S (2–3 cm)	3,80	19,0	0,006	**0,03**	0,41	2,16
Poudre 27S (3–4 cm)	3,86	19,3	0,006	**0,03**	0,4	2,07
SC7 (1–3 cm)	–	17,8	0,031	0,17	0,45	2,49
SC8 (1–3 cm)	–	20,4	0,031	0,15	0,42	**1,98**
SC9 (1–3 cm)	–	19,2	0,031	0,16	0,41	2,15

Des cartographies de potentiel établies par Ginger CEBTP ont été effectuées sur les zones où le risque de corrosion a été jugé important d'après un diagnostic visuel : aucune zone de corrosion active n'a été observée sur les travées 18S et 27S.

La façade sud est la plus sale avec de très larges zones altérées. Les colonnes monumentales sont délavées et claires du côté ouest et très grisées et encrassées du côté est, à l'inverse des colonnes exposées côté nord.

Les bases de certaines colonnes sont également très altérées, mettant parfois les fers à nu (Figure 2.86). Quelques épaufrures sont visibles sur les éléments de structures en béton gris (Figure 2.87), parfois à l'emplacement d'anciennes réparations (Figure 2.88). Dans la

plupart des cas, un défaut d'enrobage est constaté (épaufrures localisées au niveau des arêtes des poutres).

Figure 2.86 – Éclat sur une surface horizontale révélant des aciers corrodés.

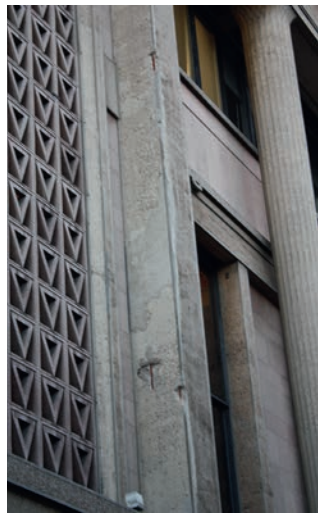


Figure 2.87 – Éclats présents aux angles avec aciers apparents.

Figure 2.88 – Éclat localisé à un angle au droit d'une ancienne réparation.

Des traces de coulures dues à la pluie, provenant du premier étage, provoquent des efflorescences calcifiées, claires, sur le soubassement.

3.3.6.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Le palais d'Iéna étant en phase de restauration, des échafaudages ont permis d'accéder aux zones hautes des façades pour la réalisation de carottages qui ont été effectués sur la façade sud, sur les travées 18 et 19 en juillet 2016. Deux zones ont été choisies pour la réalisation des carottages :

- une zone dite « non corrodée », où aucune altération n'avait été identifiée, se trouvant sur la travée 18S ;
- une zone dite « corrodée », réparée à de nombreuses reprises, se trouvant sur la travée 19S.

Cinq carottages de 51 mm de diamètre ont été effectués dans chacune de ces deux zones, nommés Cnc1 à Cnc5 pour la zone dite non corrodée et nommés Cc1 à Cc5 pour la zone dite corrodée.

Des essais de carbonatation ont été réalisés sur les carottes Cnc4 et Cc5 : les profondeurs moyennes de carbonatation mesurées sont de 38 mm pour Cnc4 et de 30 mm pour Cc5.

Les mesures des indicateurs de durabilité ont été effectuées sur ces carottes de 51 mm après avoir vérifié par une étude particulière menée au sein du Projet National PerfDuB qu'il était valide de conduire des essais de durabilité sur des carottes d'aussi faible diamètre. Les essais concernent la porosité à l'eau, la perméabilité aux gaz, l'essai de carbonatation accélérée et la reconstruction de la formule du béton avec pétrographie. Les résultats sont reportés dans le Tableau 2.98.

Tableau 2.98 – Résultats de mesure des indicateurs de durabilité.

Carotte	Mesure de la profondeur de carbonatation [mm]	Formulation*: dosage en ciment [kg/m^3] et rapport *E/C*	Masse volumique apparente [kg/m^3]	Porosité [%]	Perméabilité à l'oxygène [10^{-18} m^2]
Cnc1	33	–	2 175	18,1	–
Cnc2	30	280 (± 30) 0,75	2 190	17,6	650
Cnc3	> 30	–	–	–	981
Cnc5	37	–	2 150	19,0	1 008
Cc1	0 (fond de carotte)	–	2 155	18,4	1 154
Cc2	29	280 (± 30) 0,80	2 135	18,6	–
Cc3	31	–	–	–	637
Cc4	29	–	2 125	19,3	402
Moyenne	–	–	2 155	18,5	805

* Les observations de microscopie optique réalisées par le LERM sur les carottes Cc3 et Cnc2 montrent la présence indiscutable de laitier dans le béton, ce qui correspondrait à la classification actuelle d'un ciment de type CEM II/B-S.

En outre, les résultats obtenus appellent les commentaires suivants :

- les teneurs en chlorures sont inférieures à la limite de 0,4 % (exprimée par rapport à la masse de ciment) préconisée par la norme NF EN 206/CN dans le cas des bétons armés ;
- les teneurs en sulfates sont inférieures aux valeurs maximales de 3,5 ou 4 % fixées par la norme ciments actuelle (NF EN 197-1), dépendamment de la classe de résistance du ciment ;
- les teneurs en alcalins équivalents accessibles à long terme sont inférieures au seuil de 3 kg d'alcalins (exprimés en $Na_2O_{éq}$) par m^3 de béton, recommandé pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction (LCPC juin 1994), en cas d'utilisation de granulats potentiellement réactifs.

3.3.6.4. Conclusions tirées

Le béton utilisé au palais d'Iéna est composé d'un ciment Portland au laitier, qui correspondrait par rapport à la classification actuelle à un ciment de type CEM II/B-S, d'une charge granulaire principalement de type silex et d'une charge sableuse variée de nature silico-calcique. Les bétons des deux zones présentent des formulations semblables, avec un total de granulats d'environ 1 750 kg/m^3, un dosage en ciment de 280 kg/m^3 et un rapport E_{eff}/C moyen compris entre 0,75 (zone non corrodée NC) et 0,8 (zone corrodée C).

Les résultats du LERM concernant la nature et la teneur en ciment utilisé dans ces deux zones (NC et C) sont différents de ceux d'un premier diagnostic réalisé en 2015 où un ciment de type Portland CEM I et des teneurs en ciment plus élevées (390 et 460 kg/m^3) avaient été trouvés pour un pilastre et une colonne de la portée 20S. Cette différence de nature du

ciment peut être attribuée soit à une erreur humaine dans l'observation en microscopie en 2015, soit à une hétérogénéité du ciment utilisé pour les bétons de la façade, même si les zones investiguées dans les deux cas sont très proches. Cependant, la présence de laitier observée dans les bétons des zones NC et C dans les analyses PerfDuB est indiscutable.

Les profondeurs de carbonatation sont légèrement plus élevées et plus hétérogènes pour la zone NC, avec une profondeur de carbonatation moyenne de 35 mm ± 4, que pour la zone dite C, avec une profondeur moyenne de 30 mm ± 1.

Les indicateurs de durabilité sont également proches pour les deux zones. La porosité à l'eau est égale à 18,3 ± 0,6 % pour la zone NC et à 19,0 ± 0,6 % pour la zone C. Les valeurs de perméabilité à l'oxygène à taux hydrique nul présentent une forte disparité, comprises pour la zone NC entre 650×10^{-18} m^2 et $1\,008\times10^{-18}$ m^2 (moyenne 879×10^{-18} m^2 ± 199), et pour la zone C entre 402×10^{-18} m^2 et $1\,154\times10^{-18}$ m^2 (moyenne 731×10^{-18} m^2 ± 385).

Les essais de carbonatation accélérée sont peu concluants. En effet, les profondeurs de carbonatation mesurées à 70 jours sont très disparates. Une explication probable serait liée au conditionnement des carottes, et en particulier le séchage à 45 °C pendant 14 jours, qui ne mènerait pas à des conditions optimales de carbonatation, en lien avec les faibles dimensions des carottes (51 mm de diamètre et hauteur variable).

Les bétons des deux zones étudiées présentent donc des compositions semblables, et des indicateurs de durabilité et des témoins de durée de vie proches. Si le dosage en ciment respecte les limites actuellement fixées par la norme NF EN 206/CN pour les classes d'exposition XC1 à XC4 (corrosion par carbonatation), en revanche le rapport E_{eff}/C dépasse significativement le seuil de 0,65 ou 0,60 fixé pour ces mêmes classes, et les valeurs de porosité et de perméabilité aux gaz correspondent à un béton de classe de durabilité très faible.

Les dégradations observées sur la partie dite « corrodée » sont probablement dues au faible enrobage des armatures sur cette zone (sondage à 2,2 cm du CEBTP en 2013), comparé à l'enrobage de la zone dite « non corrodée », avec des enrobages à plus de 12,5 cm (carottage LRMH).

3.3.7. Bourse de Bordeaux

3.3.7.1. Présentation de l'ouvrage

En 1935, le maire de Bordeaux confie à l'architecte en chef de la ville, Jacques Boistel d'Welles, la conception de la Bourse du travail. Commencé en 1935, le bâtiment, situé au 44 cours Aristide-Briand, sera inauguré le 1er mai 1938. Il est géré par la CGT. L'édifice, de style Art déco, est classé aux Monuments historiques par arrêté du 25 juin 1998. Dans les années 2000, un diagnostic des bétons est effectué afin de réhabiliter le bâtiment (Figure 2.89).

La Bourse du travail est un quadrilatère irrégulier divisé en deux trapèzes s'ouvrant sur cinq portes ouvragées sur le cours Aristide-Briand. L'édifice compte quatre façades longues de 45 mètres chacune, hautes de quatre étages et terminé par un toit-terrasse. Le béton en façade est bouchardé. Très homogène, l'édifice a été peu transformé.

La présente étude porte sur le béton du quatrième étage.

Figure 2.89 – Vue de la Bourse de Bordeaux après restauration. (©flickr.Yvette G.)

3.3.7.2. Historique des travaux et état actuel

Suite à l'effondrement du toit en 1991, une première phase de travaux a été réalisée en 2002 afin de sauver l'immeuble. À cette occasion, les 3e et 4e étages ont été rénovés. La dernière phase des travaux a été lancée en 2006. Des éléments (voiles) du 4e étage ont été déposés et conservés au LRMH à Champs-sur-Marne (Seine-et-Marne) près de Paris.

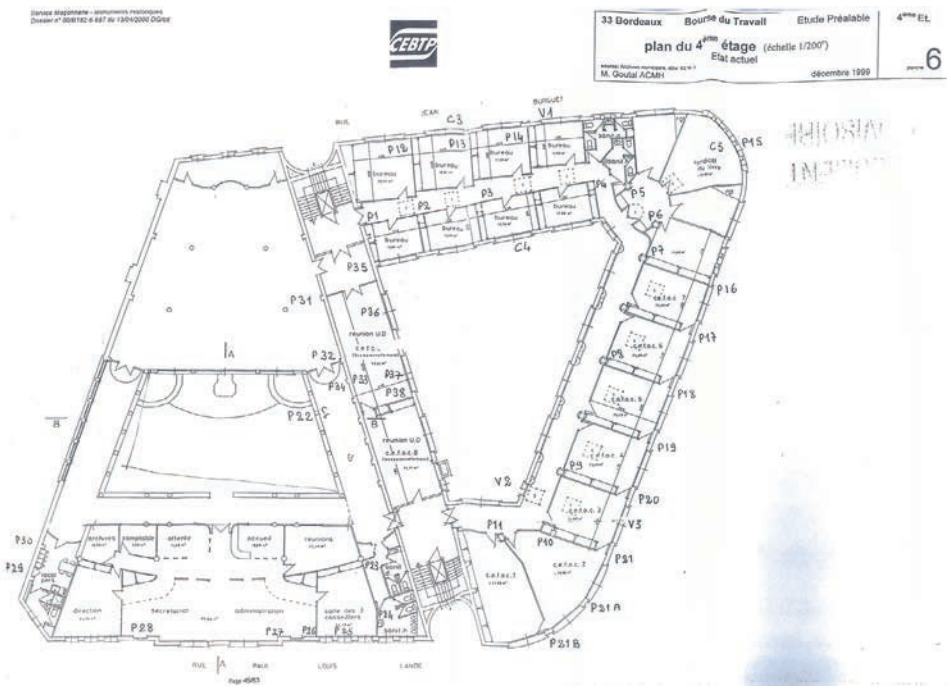


Figure 2.90 – Plan du 4e étage et localisation des prélèvements (CEBTP, 2000).

En vue de la restauration de la Bourse du travail, un diagnostic a été réalisé à partir du 25 janvier 2000 par le CEBTP. Ce diagnostic s'est appuyé sur des essais non destructifs et des analyses en laboratoire sur des prélèvements par carottage (Figure 2.90).

Le diagnostic mené sur la carotte C1 prélevée dans un poteau du 4e étage aboutit à une teneur en ciment de 20,3 %; les granulats sont probablement d'origine alluvionnaire et sont majoritairement siliceux. Le Tableau 2.99 présente la nature chimique de la carotte C1.

Tableau 2.99 – Nature chimique [en %] de la carotte C1 (CEBTP, 2000).

Perte au feu dont perte à 80 °C dont perte à 550 °C	6,6 0,8 4,3
Insolubles	73,1
Silice soluble	4,54
Oxyde de fer	0,78
Alumine	0,88
Oxyde de calcium	12,88
Anhydride sulfurique	0,17
Sulfure	Absence
Magnésie	0,25
Oxyde de sodium	0,02
Oxyde de potassium	0,04
Chlorure	0,029

Les essais de porosité ont été effectués par pesées hydrostatiques conformément aux recommandations AFREM. La porosité des carottes prélevées sur les colonnes donnant sur l'extérieur est plus faible que celle des carottes prélevées sur les colonnes à l'intérieur : entre 11 et 13 % contre 19 et 21 % (Tableau 2.100). Les carottes C3 et C4 ont été prélevées dans des voiles et les carottes C5 à C9 dans des poteaux.

Tableau 2.100 – Porosité des bétons du 4e étage (CEBTP, 2000).

Carotte	Masse volumique [kg/m³]		Porosité [%]
	apparente	réelle	
C3 (voile extérieur)	2305	2605	11,5
C4 (voile cour intérieur)	2170	2635	21,5
C5 (poteau intérieur)	2280	2575	11,4
C6 (poteau intérieur)	2030	2570	21,0
C7 (poteau extérieur)	2275	2630	13,5
C8 (poteau extérieur)	2310	2605	11,2
C9 (poteau intérieur)	2140	2650	19,2

Les essais de résistance à la compression simple réalisés sur les carottes C1, C5 et C8 ont donné les valeurs respectives de 15,9, 24,7 et 29,3 MPa.

L'enrobage des armatures des voiles du 4e étage varie entre 9 et 71 mm et est de 30 ± 6 mm en moyenne (Tableau 2.101).

Tableau 2.101 – Enrobage des voiles du 4e étage (CEBTP, 2000).

Enrobage minimum [mm]	Enrobage maximum [mm]	Enrobage moyen [mm]	Écart-type [mm]
24	57	40	6
29	46	37	5
16	25	19	2
16	64	30	15
18	54	24	11
13	27	18	4
14	18	16	2
21	26	23	3
15	70	28	17
17	36	27	6
14	39	28	6
13	36	23	7
21	51	37	15
44	71	51	10
16	57	27	20
16	33	27	4
9	19	14	3
9	59	21	12

L'enrobage des armatures des piliers du 4e étage varie entre 0 et 79 mm et est de 46 ± 10 mm en moyenne (Tableau 2.102).

Tableau 2.102 – Enrobage des poteaux du 4e étage (CEBTP, 2000).

Enrobage minimum [mm]	Enrobage maximum [mm]	Enrobage moyen [mm]	Écart-type [mm]
20	72	51	17
23	74	51	12
32	49	40	5
0	57	26	14
13	60	30	16

17	30	22	4
35	52	44	6
25	69	38	14
34	71	52	10
13	74	44	18
57	76	67	8
70	79	74	3
61	78	67	5

Le pourcentage des aciers atteints par la carbonatation a été déduit de l'étude de l'enrobage des armatures et porte sur 1 375 mesures. La détermination des profondeurs de carbonatation a été effectuée à la phénolphtaléine dosée à 1 %, soit directement sur le bâtiment, soit sur les carottes prélevées (Tableau 2.103).

Tableau 2.103 – Profondeurs de carbonatation des bétons du 4e étage (CEBTP, 2000).

Localisation	Dénomination	Carbonatation [mm]	Estimation du nombre d'aciers atteints par la carbonatation [%]
Poteaux	1	25	25,5
	2	2–35	
	3	30–35	
	9	20–50	
	12	0	
	13	> 50	
	20	20	
	$P_{15'}$	10–25	
Voiles	Carotte C3	47	92,5
	Carotte C4	48	
	Voile V1	> 50	
	Voile V2	> 50	
	Voile V3	20	

La mesure du potentiel de corrosion sur le voile du 4e étage a été effectuée sur un maillage de 200 mm × 200 mm. L'acier mis à nu présente un aspect corrodé, voire très corrodé. Les armatures ont un diamètre de 10 mm, l'enrobage est d'environ 20 mm et la profondeur de carbonatation est d'environ 50 mm. L'activité corrosive est considérée importante (moyenne des potentiels de – 260 mV).

La mesure du potentiel de corrosion réalisée sur le poteau du 4e étage a été effectuée sur un maillage de 150 mm × 150 mm. L'acier mis à nu est sain d'aspect. Les armatures ont un diamètre de 12 mm, l'enrobage est de 45 mm et la profondeur de carbonatation est de 15 mm. L'activité corrosive est nulle (moyenne des potentiels de + 80 mV).

Lors du diagnostic effectué dans les années 2000, dans la partie haute du bâtiment, des décollements en peau de la surface bouchardée ont été observés. Localement, les voiles en béton

sont devenus inexistants. Des fissures structurelles ont également été remarquées au niveau des voiles. La corrosion des armatures a provoqué d'importantes épaufrures.

À l'intérieur du 4e étage, le plafond s'est effondré dans l'une des salles de conférences. De même qu'en extérieur, de nombreuses fissures et épaufrures étaient présentes.

Des infiltrations d'eau ont été observées en raison d'un manque de calfeutrement entre les bâtiments. Les réparations effectuées lors d'une restauration précédente n'ont pas permis de limiter la corrosion des armatures.

3.3.7.3. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

La première étape de cette tâche a consisté à choisir les zones à analyser et à prélever les carottes de 51 mm de diamètre dans les éléments de voiles déposés et conservés dans un jardin, sous un couvert d'arbres, au LRMH. Il n'y a pas d'informations sur l'orientation et la localisation de ces voiles sur le bâtiment avant leur envoi au LRMH.

Les voiles ne présentant pas des faciès d'altérations différents, une seule série de carottes a donc été prélevée en août 2018 sur deux dalles différentes A et B (Figures 2.91 et 2.92). La face interne des voiles présente une surface coffrée, tandis que la face externe présente une surface bouchardée avec granulats apparents.

Figure 2.91 – Voile A avec les zones de carottages 1 et 2. Face interne.

Figure 2.92 – Voile B avec les zones de carottages 3, 4, 5, 9, 10 11, 12, 13, 14. Face interne.

Les premières observations ainsi que les mesures de profondeurs de carbonatation ont été effectuées par le LRMH. Les analyses de porosité à l'eau, de perméabilité aux gaz et l'identification de la formulation ont été réalisées par le LERM Setec et les essais de carbonatation accélérée ont été réalisés par le laboratoire LCR de Lafarge France selon le mode opératoire PerfDuB à 3 % de CO_2, sur plusieurs corps d'épreuves provenant des voiles investigués.

Le Tableau 2.104 fournit les résultats de mesures à la phénolphtaléine de la profondeur moyenne de carbonatation effectuées sur les carottes C1 et C3.

Tableau 2.104 – Profondeurs de carbonatation [mm] mesurées sur les carottes C1 et C3.

	C1 (dalle A)	C3 (dalle B)
Surface en contact avec l'extérieur	18	8
Surface en contact avec l'intérieur	23	4

Les mesures des indicateurs de durabilité ont été effectuées sur ces carottes de 51 mm après avoir vérifié par une étude particulière menée au sein du Projet National PerfDuB qu'il était valide de conduire des essais de durabilité sur des carottes d'aussi faible diamètre. Les essais concernent la porosité à l'eau, la perméabilité aux gaz, l'essai de carbonatation accélérée et la reconstruction de la formule du béton avec pétrographie. Les résultats sont reportés dans le Tableau 2.105 suivant.

Tableau 2.105 – Résultats de mesure des indicateurs de durabilité.

Carotte	Mesure de la profondeur de carbonatation [mm]	Formulation*: dosage en ciment [kg/m³] et rapport *E/C*	Masse volumique apparente [kg/m³]	Porosité [%]	Perméabilité à l'oxygène [10^{-18} m²]
C1	Face int : 22 Face ext : 15	X	2 245	14,5	–
C3	Face int : 0 Face ext : 0		2 300	12,2	1 721 #
C5	Face int : 2 Face ext : 1		2 325	11,0	547
C9	Face int : 7 Face ext : 0	X	2 270	13,4	–
C10	Face int : > 21 Face ext : 11		2 260	13,6	1 500
C13	Face int : > 20 Face ext : 9		2 275	13,2	667
C14	Face int : 0 Face ext : 0	X	2 300	13,1	–
Moyenne	–	–	2 280	13,0	1 109

* Liant proche d'un ciment Portland de type CEM I. # Valeur non prise en compte.

Les résultats de carbonatation accélérée restent peu concluants devant la disparité des observations effectuées. Le séchage à 45 °C pendant 14 jours sur des échantillons de faibles dimensions (diamètre 5 cm et hauteur inférieure à 3 cm) est probablement trop sévère, permettant ainsi un séchage à cœur même des échantillons. Une mise en humidité à 65 % par la suite ne permettra pas d'avoir une teneur en eau uniforme au sein de l'échantillon (même après 70 jours) pour atteindre une carbonatation optimale.

Les analyses chimiques ont été réalisées sur un échantillon moyen qui englobe les 3 échantillons de C1, C9 et C14, dans le but d'avoir un échantillon moyen le plus représentatif possible ; les résultats sont les suivants :

- le dosage moyen en ciment est de 280 (± 30) kg/m^3 de béton ;
- l'eau efficace de gâchage est de 155 kg/m^3 de béton ;
- le rapport eau efficace/ciment moyen est de 0,55.

En outre, les résultats obtenus appellent les commentaires suivants :

- la teneur en chlorures de 0,08 % en masse de ciment est inférieure à la limite de 0,4 % préconisée par la norme NF EN 206/CN dans le cas des bétons armés ;

- la teneur en sulfates de 1,95 % en masse de ciment est inférieure aux valeurs maximales de 3,5 ou 4 % fixées par la norme ciments actuelle (NF EN 197-1), dépendamment de la classe de résistance du ciment ;
- la teneur en alcalins équivalents accessibles à long terme de 1,35 kg/m^3 de béton est très inférieure au seuil de 3 kg d'alcalins, recommandé pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction (LCPC juin 1994), en cas d'utilisation de granulats potentiellement réactifs.

3.3.7.4. Conclusions tirées

Les éléments des voiles du 4^e étage de la Bourse du travail de Bordeaux, construite entre 1935 et 1938, et en partie déposés au LRMH depuis 2006, ont été investigués dans le cadre du projet PerfDuB. Deux dalles (voiles découpés) ont fait l'objet au total de 11 carottages de 51 mm de diamètre en août 2018.

Le béton utilisé pour les voiles de la Bourse du travail de Bordeaux est composé d'un ciment Portland CEM I et d'une charge gravillonnaire et sableuse de type siliceuse (principalement de type silex et quartzite).

La formulation du béton des voiles présente un total de granulats d'environ 1 870 kg/m^3, un dosage en ciment de 280 kg/m^3 et un rapport E_{eff}/C moyen égal à 0,55.

Les profondeurs de carbonatation sont variables, que ce soit entre les dalles A et B ou sur une même dalle. Deux profondeurs de carbonatation ont été mesurées sur chaque carotte, correspondant à une carbonatation par la face externe (vers l'extérieur) et par la face interne du voile. Les mesures de front de carbonatation par le test à la phénolphtaléine mettent en évidence des différences significatives en termes d'épaisseur carbonatée :

- les échantillons C3 et C14 ne sont pas carbonatés (à partir de la face interne et de la face externe) ;
- les échantillons C5 et C9 sont peu carbonatés : entre 3 et 8 mm à partir de la face interne et entre 0 et 5 mm à partir de la face externe ;
- l'échantillon C1 présente une profondeur moyenne de carbonatation de 22 mm en face interne et de 15 mm en face externe ;
- les échantillons C10 et C13 ont une profondeur de carbonatation supérieure à 20 mm en face interne et respectivement de 14 et 12 mm à partir de la face externe.

La porosité à l'eau moyenne du béton est de 13 % et les valeurs de perméabilité à l'oxygène mesurées sur les carottes de la dalle B présentent une forte disparité, elles sont comprises entre 547×10^{-18} m^2 et 1 721×10^{-18} m^2 (moyenne de 1 109×10^{-18} m^2).

Les essais de carbonatation accélérée sont peu concluants, vraisemblablement à cause du diamètre faible des carottes (51 mm).

Les fortes disparités en termes de carbonatation mesurées entre les deux dalles et sur une même dalle pourraient être liées tout d'abord à des conditions d'exposition différentes (pluie, vent…), ce qui corrobore les mesures de 2000 sur la carbonatation de voiles (de 20 mm à 50 mm de carbonatation). Le traitement de surface bouchardée laissant des granulats apparents en surface externe a pu aussi introduire des biais dans l'avancement de la réaction de carbonatation, sur la pénétration du CO_2 et de l'eau.

Le dosage en ciment et le rapport eau efficace/ciment estimés respecteraient les limites actuellement fixées par la norme NF EN 206/CN pour les classes d'exposition XC1 à XC4 (corro-

sion par carbonatation) pour une durée de vie de 50 ans. La porosité à l'eau respecte largement le seuil de 15 % du fascicule 65 pour une durée de vie de 100 ans [Fascicule 65, 2017], ce qui n'est absolument pas le cas de la perméabilité aux gaz, pour des voiles d'âge 80 ans qui ne montrent pas de corrosion et qui ont une profondeur de carbonatation comprise entre 0 et 22 mm, ce qui tend à montrer les limites de l'indicateur de perméabilité aux gaz par rapport à celui de la porosité.

3.3.8. Barrage de Vezins

3.3.8.1. Présentation de l'ouvrage

Le barrage de Vezins, sous concession EDF, est un ouvrage à voûtes multiples en béton armé construit entre 1929 et 1932 (Figure 2.93). Il a été érigé pour barrer le cours de la Sélune et exploiter l'énergie hydroélectrique de la chute ainsi créée. Il est associé à l'aval à un autre ouvrage de même conception, le barrage de la Roche-qui-Boit.

Figure 2.93 – Vue générale du barrage de Vezins avant sa démolition.

Le barrage de Vezins est un barrage courbe à voûtes multiples en béton armé. Sa fermeture en rive droite est assurée par une culée-poids en béton. En rive gauche, la fermeture est assurée par la structure de l'évacuateur de crue et par une culée-poids en béton. L'ouvrage a été conçu par le bureau d'étude Pelnard-Considère-Caquot.

Le barrage est constitué de 40 voûtes en béton armé de 5,4 m d'ouverture (repérées de 1 à 40 depuis la rive droite). L'inclinaison des voûtes est de 45° en dessous de la cote 50,56 m NGF. Au-dessus, les parements se redressent progressivement pour atteindre la verticalité en crête.

Les voûtes sont très fines. Leur épaisseur est de 0,17 m au-dessus de la cote 60,56 m NGF. Au-dessous, l'épaisseur est régie par la formule $e = 0{,}17 + 0{,}00014\,h^2$, où e est l'épaisseur [en m] et h la profondeur [en m] par rapport à la cote 60,56 m NGF).

Chaque voûte s'appuie sur des contreforts pleins en béton armé. Ces contreforts sont dirigés suivant des rayons de 370 m. Leur épaisseur est variable selon la cote : au-dessus de la cote 60,00 m NGF, elle est égale à 0,15 m ; en dessous, elle croît linéairement avec la profondeur par rapport à cette même cote selon la formule $e = 0{,}15 + 0{,}015\,h$.

Les contreforts, qui sont très fins, disposent de raidisseurs constitués de nervures verticales en béton armé espacées tous les 5 m. Un contreventement supplémentaire est constitué d'entretoises horizontales (butons) espacées de 5 m dans toutes les directions s'appuyant sur les nervures. Entre les 8 contreforts qui entourent les conduites, un contreventement au moyen de croix de Saint-André a été construit (voûtes 20 à 26). Les nervures ont des surépaisseurs de chaque côté du contrefort. Ces surépaisseurs ont chacune une section de 0,30 m × 0,25 m. Les entretoises ont une section qui varie de 0,25 m × 0,40 m à 0,25 m × 0,45 m compte tenu de la courbure de leur intrados.

La structure du couronnement est assimilable à une succession de travées continues de ponts à poutres en béton armé sans entretoises et constituées de trois poutres longitudinales. Les poutres sont de hauteurs variables. Le tablier s'appuie (encastrement *a priori*) en tête des contreforts.

Le barrage a été démoli en 2019 pour des raisons environnementales.

Le barrage de Vezins relève des classes d'environnement XC1 pour les parties immergées et XC4 pour les parties aériennes.

À la demande de la DREAL Bretagne, maître d'ouvrage du barrage, un diagnostic portant sur la durabilité et l'intégrité du matériau béton armé a été mené par le laboratoire de Saint-Brieuc du Cerema, en 2016, sur la voûte n°30.

3.3.8.2. Historique des travaux et état actuel

L'historique des actions de maintenance est le suivant :

- 1943 : bombardement de l'ouvrage pendant la guerre ;
- 1945 : réparation des trous dans les contreforts 22 et 24 et les voûtes 18/20 et 20/22 ;
- 1952 : première vidange décennale et ragréage du parement amont ;
- 1967 : vidange décennale et reprise ponctuelle de l'enduit de surface ;
- 1977 : vidange décennale et ragréage du parement amont seul du barrage à 48,56 m NGF ;
- 1979 : ragréage du parement aval ;
- 1981 : ragréage du parement amont de 55,56 à 61,56 m NGF ;
- 1982 : vidange décennale et ragréage du parement amont de 48,56 à 55,56 m NGF ;
- 1993 : vidange décennale et ragréage du parement amont ; reprise partielle de surface ;
- 1995 : traitement de fuites au contrefort 17/18 ;
- 1997–1998 : réparation de fuites aux contreforts 21/22, 23/24, 24/25 et 25/26 ;
- 2000 : réparation du radier aval de l'évacuateur de crue.

L'historique des principales actions de surveillance est le suivant :

- 1948 : relevé de fissuration des contreforts ;
- 1994 : relevé de fissuration des contreforts (actualisation du relevé de 1948) ;

- 1997 : visite en bateau après abaissement de 59,60 à 55,50 m NGF du parement amont, visite à pied (et jumelle) du parement aval (SEISO) ;
- 2004 : visite subaquatique du parement amont à l'aide d'un ROV (société SASA) + visites techniques approfondies (VTA) annuelles réglementaires (CIH).

Les investigations réalisées dans le cadre du diagnostic de 2016 ont été menées sur des zones représentatives des contreforts, des naissances et clé de voûte en intrados (à l'aval) et en extrados (à l'amont). Les investigations ont été principalement réalisées sur la voûte n°30 et les deux contreforts adjacents (29-30 et 30-31). En complément, les investigations ont également été menées sur les poutres et intrados de trois travées de couronnement du barrage (au-dessus des voûtes 2, 12 et 30).

Ces investigations comprennent des inspections visuelles, des relevés statistiques des enrobages, des cartographies des potentiels d'armatures, des cartographies de résistivités, des auscultations Radar, ainsi que des mesures de résistance à la compression, de carbonatation, de profils de teneur en chlorures, de dosages en sulfates, d'indicateurs de durabilité, l'ensemble étant complété par une analyse minéralogique complète du béton effectuée par l'IFSTTAR.

Les investigations ont été déployées sur 4 principales zones du barrage :

- Zone amont (ZA) : cette zone concerne le parement amont côté retenue. Cette zone intègre une zone de parement constamment émergée et une zone de parement habituellement immergée. Cette zone est décomposée en trois sous-zones selon qu'elles concernent la clé ou les deux gorges (interfaces entre 2 voûtes successives) (Figure 2.94) :
  – ZA 30 : zone de la clé de voûte n°30 (1,2 m × 1,2 m),
  – ZA 30-31 : gorge – entre les voûtes 30 et 31 (1,2 m × 2,4 m),
  – ZA 29-30 : gorge – entre les voûtes 29 et 30 (1,2 m × 2,4 m).

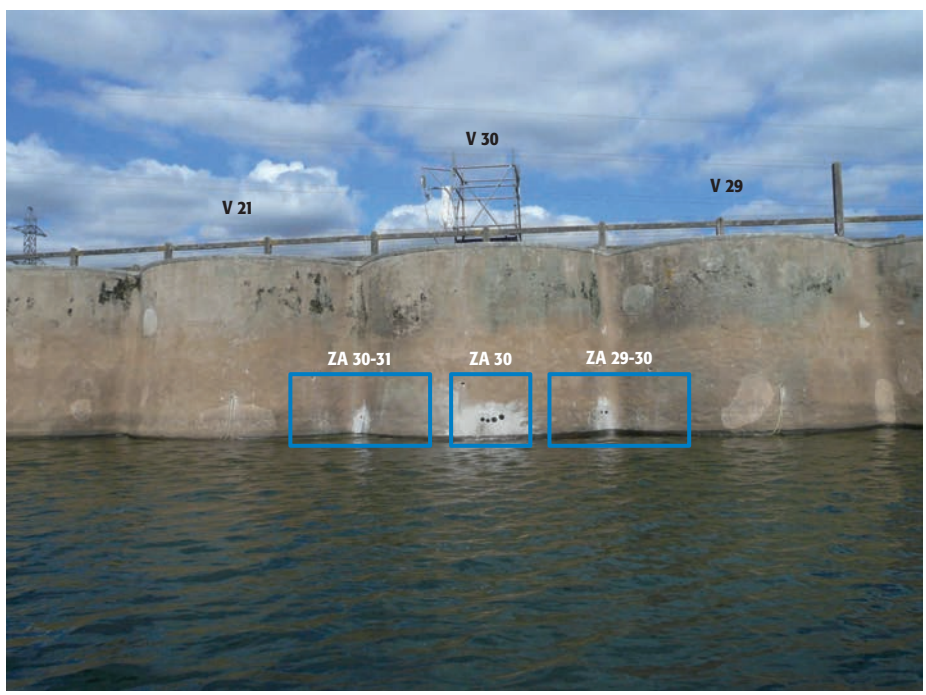


Figure 2.94 – Vue des 3 sous-zones de la zone amont ZA 30.

- Zone intérieure haute (ZIH) : zone située côté aval en partie haute de voûte. Cette zone est décomposée en 3 sous-zones de la manière suivante (Figure 2.95) :
  – ZIH 30 : zone de clé de la voûte n°30 (1 m × 1 m),
  – ZIH 29-30 : naissance de la voûte n°30 à la jonction avec la voûte 29 (1 m × 2 m),
  – ZIH 30-31 : naissance de la voûte n°30 à la jonction avec la voûte 31 (1 m × 1 m).
- Zone intérieure médiane (ZIM) : zone située côté aval à mi-hauteur de la voûte. Cette zone est décomposée en 3 sous-zones de la manière suivante :
  – ZIM 30 : zone de clé de la voûte n°30 (1 m × 1 m),
  – ZIM 29-30 : liaison voûte/contrefort côté voûte n°29 (1 m × 2 m),
  – ZIM 30-31 : liaison voûte/contrefort côté voûte n°31 (1 m × 2 m).
- Zone intérieure basse (ZIB) : zone située côté aval en partie basse de voûte. Cette zone est décomposée en 3 sous-zones de la manière suivante :
  – ZIB 30 : zone de clé de la voûte n°30 (1 m × 1 m),
  – ZIB 29-30 : contrefort côté voûte n°29 (1 m × 2 m),
  – ZIB 30-31 : contrefort côté voûte n°31 (1 m × 2 m).

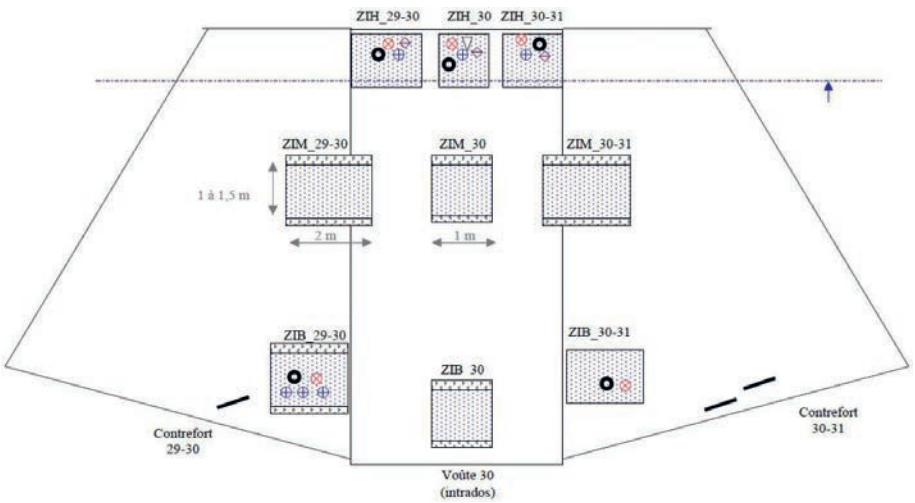


Figure 2.95 – Localisation des zones investiguées sur le parement aval.

En complément, les investigations ont également été menées sur l'intrados des travées de la plateforme de couronnement des voûtes 2, 12 et 30 sur les âmes de poutres et en intrados.

3.3.8.3. Résultats

a) Inspection

Sur l'intrados de la voûte (parement aval), existe une pellicule de type barbotine. Ponctuellement, cette pellicule a disparu suite à des décollements. En partie basse de la voûte, le parement est très humide, voire ruisselant. De nombreux dépôts y sont présents (calcite, mousse). La présence de la barbotine et de ces dépôts gêne l'examen du parement et peut masquer la présence éventuelle de fissures et de défauts du béton. La présence de calcite active

est généralisée à l'ensemble du parement. Les exsudations sont principalement localisées au niveau des reprises de bétonnage (Figure 2.96). En partie basse, principalement sur le contrefort 29-30, les exsudats sont teintés de rouille. Il existe de nombreuses réparations localisées de faibles dimensions (< 1 m) de type ragréage principalement localisées au niveau des reprises de bétonnage.

Sur l'extrados de la voûte (parement amont), le mortier armé d'étanchéité ne présente pas de dégradations. Les réparations ponctuelles de type ragréage paraissent saines.

Il n'a pas été observé de désordres sur le parement courant des contreforts (Figure 2.97). Les principaux désordres (éclatement de béton avec armatures oxydées apparentes) concernent les raidisseurs et les entretoises.

Figure 2.96 – Présence de fuite avec calcite dans la voûte entre les reprises de bétonnage.

Figure 2.97 – Éclatement de béton sur les contreforts.

Les poutres du tablier présentent principalement une fissuration des âmes à tendance horizontale. Certaines fissures sont remplies par la calcite. Ponctuellement, des fissures verticales au droit des cadres sont présentes. Pour une des travées, les infiltrations d'eau et les ruissellements ont conduit à la formation de stalactites sur la poutre de rive (Figure 2.98). Des éclatements de béton, principalement en talon de poutre, laissent apparaître des armatures. Un talon de poutre a été autopsié localement. Il montre des armatures longitudinales et transversales présentant une oxydation superficielle (Figure 2.99). L'intrados des hourdis présente systématiquement une fissuration dans les deux directions et ponctuellement des réparations. À plusieurs endroits, le hourdis présente des éclatements de béton avec des armatures apparentes oxydées. Ponctuellement, des infiltrations d'eau en intrados ont été observées. Enfin, le revêtement de surface (enduit superficiel bicouche semble-t-il) présente une usure avancée avec ponctuellement des cloques.

Figure 2.98 – Fissuration longitudinale (avec calcite) de l'angle d'une poutre (âme amont) du tablier.

Figure 2.99 – Autopsie d'un talon de poutre montrant une oxydation de surface des armatures longitudinales et transversales.

b) Statistiques des enrobages

Les mesures d'enrobages ont été traitées statistiquement et, pour faciliter l'analyse et l'interprétation, outre l'enrobage moyen, deux enrobages caractéristiques sont définis :

- e_{95+} : 95 % des enrobages mesurés sont supérieurs à la valeur caractéristique e_{95+} ;
- e_{95-} : 95 % des enrobages mesurés sont inférieurs à la valeur caractéristique e_{95-}.

Le Tableau 2.106 présente les valeurs statistiques caractéristiques de l'enrobage [en mm] dans les différentes zones d'investigation.

Tableau 2.106 – Valeurs statistiques de l'enrobage [en mm] pour les différentes zones investiguées.

Partie / Zone		Armatures horizontales (ou longitudinales)					Armatures verticales (ou transversales)				
		Moy.	Min.	< 30	e_{95+}	e_{95-}	Moy.	Min.	< 30	e_{95+}	e_{95-}
ZIH	Naissance voûte 30-31	47	12	9 %	23	61	57	48	0 %	49	67
	Naissance voûte 29-30	36	11	6 %	16	47	58	33	0 %	43	66
	Clé de voûte	34	23	29 %	23	53	56	48	0 %	49	66
ZIM	Contreventement V30-V31	48	25	8 %	28	66	56	37	0 %	39	71
	Contreventement V29-V30	29	13	71 %	15	54	39	16	31%	19	58
	Clé de voûte	42	23	11 %	29	54	51	28	14%	33	58
ZIB	Contreventement V30-V31	38	29	13 %	30	56	44	11	25%	11	61
	Contreventement V29-V30	43	18	22 %	21	56	60	29	9 %	31	75
	Clé de voûte	45	34	0 %	36	57	62	20	7 %	44	75

La Figure 2.100 résume les valeurs de couverture trouvées.

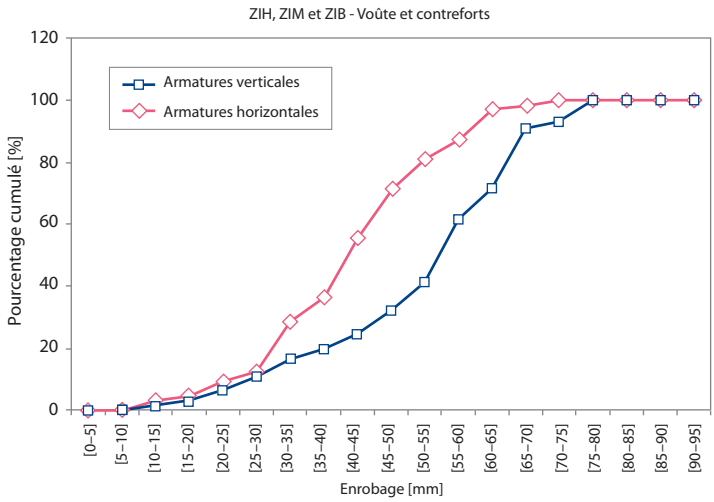


Figure 2.100 – Distribution statistique des enrobages de la voûte 30 et des contreventements.

En moyenne, les enrobages mesurés sont supérieurs aux enrobages nominaux indiqués dans le dossier d'ouvrage : 32 à 36 mm pour les armatures « horizontales » de l'intrados de voûte et 20 mm pour les armatures « horizontales » des contreforts.

Cependant, une proportion non négligeable des enrobages mesurés est inférieure aux enrobages attendus aujourd'hui pour ce type d'environnement. Certains enrobages peuvent être très faibles (de l'ordre du centimètre). Ce sont logiquement les armatures horizontales les plus concernées (les plus proches du parement par conception). Globalement, entre 10 et 20 % des enrobages de ces armatures sont inférieurs à 30 mm.

D'une manière générale, on observe une grande variabilité des enrobages mesurés et il semble difficile de dégager des tendances de comportement en fonction de la position sur le parement (partie haute, partie médiane, partie basse).

Dans les zones du tablier ayant fait l'objet de mesures, on constate globalement qu'une proportion importante d'armatures transversales des poutres et du hourdis a un enrobage inférieur à 30 mm (de 38 à 100 % pour 9 zones considérées). Pour 4 zones de mesures, les enrobages mesurés sont tous supérieurs à 30 mm. Les armatures longitudinales des hourdis sont mieux enrobées (par conception). Cependant, une proportion non négligeable d'entre elles a un enrobage inférieur à 30 mm (jusqu'à 25 % pour le hourdis amont de la travée 2).

Alors que les enrobages semblent homogènes dans les différentes zones des hourdis, il n'en est pas de même sur les poutres où les enrobages mesurés sont très variables d'une zone à l'autre. Dans ces zones où les armatures sont moins bien protégées (enrobages faibles), le risque de corrosion est plus important. Cette analyse est corroborée par l'observation généralisée d'une fissuration longitudinale et transversale de l'intrados des hourdis et la présence ponctuelle d'éclatements de béton et d'armatures apparentes corrodées.

Le graphique suivant (Figure 2.101) présente les distributions statistiques des enrobages mesurés sur la plateforme de couronnement des voûtes 2, 12 et 30.

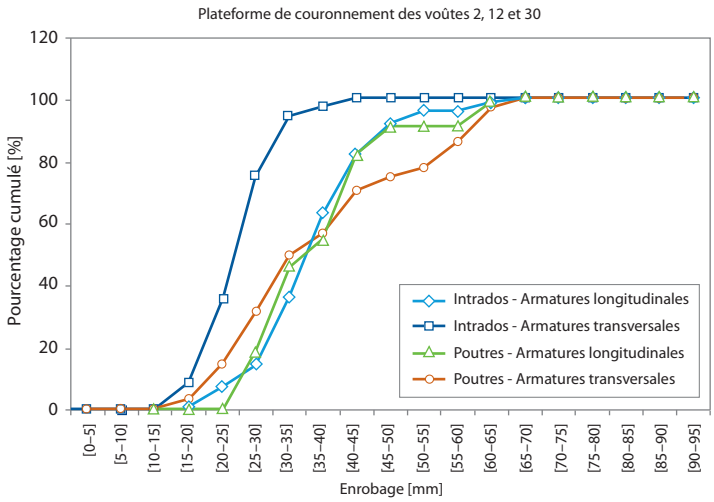


Figure 2.101 – Distribution statistique des enrobages de béton pour le tablier au-dessus des voûtes 2, 12 et 30.

c) Indicateurs de durabilité

Le Tableau 2.107 récapitule l'ensemble des résultats obtenus avec les indicateurs de durabilité.

Tableau 2.107 – Valeurs des indicateurs de durabilité mesurés.

	Voûte ZIH 30 (C12/C16/C21)	Contrefort ZIB 30-31 (C25/C26/C27)	V30 Poutre centrale (C3/C4)	V2 Poutre centrale (C8/C9)	V12 Poutre centrale (C15/C16)
Indicateurs de durabilité					
Coefficient de diffusion apparent des chlorures [10^{-12} m²·s^{-1}] D_{rcm}	64,6 (78,9/66,0/48,9)	15,9 (9,2/12,6/26)	76,5 (71/82)	42,0 (60,0/24,1)	26,5 (16,6/36,4)
Résistivité électrique [Ω·m] Res	25 (23/20/32)	32 (33/35/28)	26,5 (28/25)	42 (40/44)	50 (61/39)
Porosité accessible à l'eau [%] P_{eau}	21,2 (21,1/22,4/20,1)	18,5 (17,6/18,3/19,7)	20,9 (20,7/21,1)	15,9 (16,6/15,3)	18,4 (17,4/19,5)
Perméabilité aux gaz [10^{-18} m²] k_{gaz}	3 408 (XX*/3 408/XX*)	520 (312/322/925)	4 824 # (3 355/6 287)	XX (XX*/XX*)	1 277 (1 434/1 121)
Autres caractéristiques					
Perméabilité à l'eau [kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$] w	2,37 (2,69/2,59/1,85)	1,04 (1,36/0,85/0,91)	2,74 (2,68/2,81)	1,93 (2,19/1,68)	1,36 (1,28/1,44)
Masse volumique [kg/m³] ρ_b	2 127 (2 142,9/2 111,3/2 167,2)	2 131 (2 137,4/2 124,2/2 124,7)	2 141 (2 147,0/2 135,4)	2 268 (2 253,7/2 281,7)	2 195 (2 221,5/2 168,9)
Coefficient d'absorption capillaire à 24 h [kg/m²] C_a	9,10 (8,91/9,10/7,75)	5,36 (7,40/4,10/4,56)	9,63 (9,54/9,73)	6,87 (7,19/6,55)	6,96 (6,52/7,41)

* Non mesurable du fait d'un débit trop important. # Valeur non prise en compte.

Classes de durabilité potentielle (selon AFGC, 2004 [AFGC, 2004])				
très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée

Pour la voûte 30 et ses contreforts, les résultats montrent globalement des bétons peu durables vis-à-vis de la corrosion des armatures. Les essais réalisés sur le béton prélevé dans le contrefort en partie basse indiquent une durabilité relativement meilleure (classe de durabilité potentielle très faible à faible) que celle obtenue sur le béton de la voûte en partie haute (classe de durabilité très faible). Aucun des indicateurs ne respecte les critères du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017]. Au sein d'une même zone, on observe une légère variabilité des résultats. Cependant, cette variabilité reste globalement non significative, hormis pour l'indicateur « Coefficient de diffusion apparent des chlorures » pour lequel les résultats individuels peuvent conduire à une meilleure classe de durabilité potentielle, et dans une moindre mesure pour l'indicateur « Perméabilité à l'eau ».

Pour la plateforme de couronnement, les résultats sont très proches de ceux obtenus sur la voûte et le contrefort. Les résultats montrent globalement un béton peu durable vis-à-vis de la corrosion des armatures. Les résultats les moins bons sont obtenus sur le béton prélevé dans la poutre du couronnement de la voûte 30.

Au regard de l'environnement considéré (corrosion induite par la carbonatation), ces classes de durabilité correspondent à une classe de durabilité potentielle très faible à faible (selon le guide AFGC 2004 [AFGC, 2004]) et à une durée de vie potentielle (initiation de la corrosion) de l'ordre de 30 ans, ce que confirment les apparitions de fissures dans les années 1950 et les ragréages dans les années 1970.

Dans son étude de 1998, le CEBTP avait déterminé la porosité à partir de 20 prélèvements répartis sur l'ensemble de l'ouvrage côté aval. À l'époque, ces mesures n'avaient pas été exploitées. La Figure 2.102 présente les valeurs de porosité obtenues sur l'ouvrage et positionnées en fonction de la tranche altimétrique et des numéros de voûte.

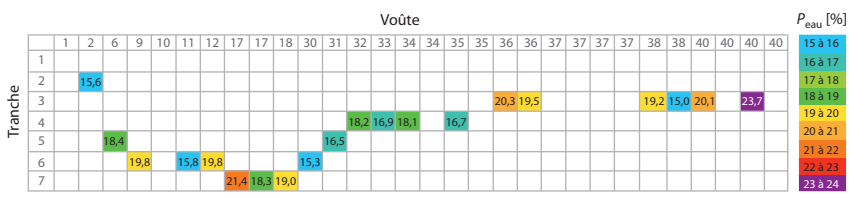


Figure 2.102 – Porosités mesurées en 1998 par le CEBTP sur l'ensemble des voûtes.

On observe une variabilité très importante de la porosité (de 15 à 23,7 %) sans pouvoir dégager de tendance particulière (en fonction de l'altimétrie ou des numéros de voûte). Les résultats obtenus en 2016 confirment cette constatation. Ils montrent en outre une variabilité significative au sein d'une même voûte et au sein d'une même tranche altimétrique de voûte.

Concernant la pénétration des chlorures, l'allure des profils n'indique pas de processus de pénétration de chlorures depuis l'eau de la retenue. Les concentrations mesurées sont très nettement inférieures à la concentration critique d'initiation de la corrosion quelle que soit la profondeur dans le béton. Compte tenu de l'enrobage des armatures sur le parement amont, le risque de corrosion des armatures due à la pénétration des chlorures peut être exclu.

Concernant la pénétration des sulfates, l'allure des profils n'indique pas de processus de pénétration de sulfates depuis l'eau de la retenue. À titre indicatif, on observe que les concentrations mesurées sont pour la plupart proches de la concentration seuil de la norme NF EN 197-1 (4 % en % de la masse de ciment). Il semble donc raisonnable d'exclure un processus d'altération du béton dû à une pollution par des sulfates provenant de la retenue.

Carbonatation

Sur le parement amont du barrage (avec mortier d'étanchéité), les profondeurs de carbonatation sont faibles, comprises entre 1 et 9 mm. À noter que le phénomène de carbonatation est présent sur des zones habituellement immergées.

Sur le parement aval du barrage :

- en partie haute des voûtes (ZIH), les profondeurs de carbonatation sont comprises entre 10 et 37 mm (19 mm en moyenne) ;
- en partie basse, sur les contreforts (ZIB), les profondeurs de carbonatation sont faibles, comprises entre 0 et 5 mm.

Côté aval, les profondeurs de carbonatation sont donc très variables (de 0 à 37 mm). On observe des profondeurs de carbonatation plus faibles (inférieures à 5 mm) en partie basse là où l'humidité est plus importante.

Concernant la plateforme de couronnement, on constate globalement une variabilité importante de la profondeur de carbonatation : de 0 à 31 mm (11 mm en moyenne). Les résultats ne permettent pas d'identifier de comportement spécifique entre les travées, ni entre les poutres d'une même travée.

Dans son étude de 1998, le CEBTP avait déterminé la profondeur de carbonatation à partir de 32 prélèvements répartis sur l'ensemble de l'ouvrage côté aval. À l'époque, ces mesures n'avaient pas été exploitées. La Figure 2.103 présente les valeurs de profondeurs de carbonatation obtenues sur l'ouvrage et positionnées en fonction de la tranche altimétrique et des numéros de voûte.

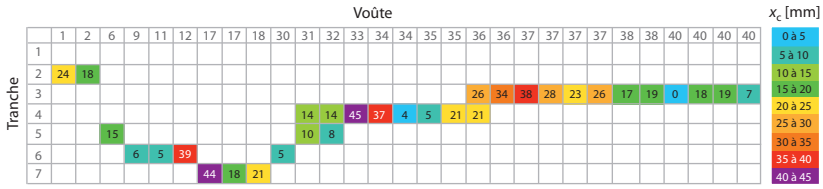


Figure 2.103 – Profondeurs de carbonatation mesurées en 1998 par le CEBTP sur l'ensemble des voûtes.

On constate sur cette Figure 2.103 une variabilité importante de la profondeur de carbonatation (de 0 à 45 mm) sans pouvoir dégager de tendance particulière (en fonction de l'altimétrie ou des numéros de voûte).

L'analyse des données du CEBTP ne montre pas de corrélation entre les profondeurs de carbonatation et les valeurs de porosité (voir Figure 2.104).

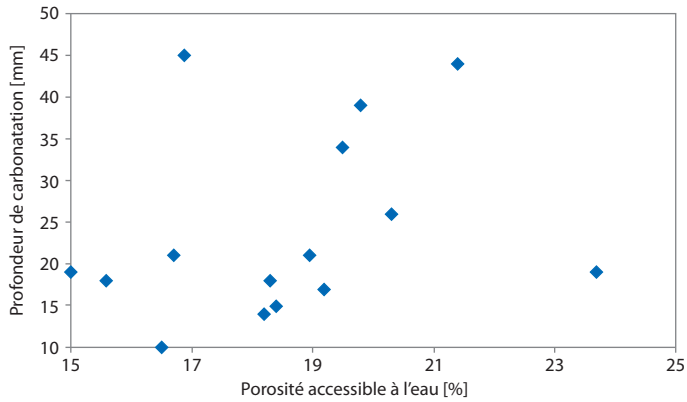


Figure 2.104 – Évolution de la profondeur de carbonatation en fonction de la porosité.

Concernant le risque de dépassivation des armatures, l'analyse basée sur le croisement des informations issues du relevé statistique des enrobages et des profondeurs de front de carbonatation est difficile à mener car l'enrobage et la profondeur de carbonatation sont tous deux des paramètres significativement variables. L'analyse est néanmoins tentée avec les profondeurs de carbonatation mesurées par le Cerema sur le parement aval de la voûte 30 et ses contreforts associés. Il a été montré que le processus de carbonatation différait entre la zone haute de la voûte (ZIH) et la zone basse de la voûte (ZIB). En zone ZIH, la profondeur de carbonatation moyenne est de 19 mm. En zone ZIB, les profondeurs de carbonatation sont inférieures à 5 mm. Le Tableau 2.108 suivant donne des estimations du pourcentage d'armatures situées dans un béton carbonaté.

Tableau 2.108 – Estimation du pourcentage d'armatures situées dans un béton carbonaté.

Partie d'ouvrage		Armatures horizontales	Armatures verticales
Voûte V30	ZIH	9,5 %	1 %
Contreforts V30	ZIH ZIB	11,5 % 0 %	10,5 % 0 %
Toutes zones confondues (voûte et contreforts) V30	ZIH ZIB	7,5 % 0 %	5 % 0 %

Pour la plateforme de couronnement, le Tableau 2.109 présente, pour les différentes parties considérées, le pourcentage statistique d'armatures situées dans un béton carbonaté et donc susceptibles d'être dépassivées ; et ce avec trois cas de profondeur de carbonatation : 11 mm (valeur moyenne mesurée), 20 et 30 mm (valeurs mesurées dans certaines zones).

Tableau 2.109 – Estimation du pourcentage d'armatures situées dans un béton carbonaté selon la profondeur de carbonatation.

Partie d'ouvrage	Armatures longitudinales			Armatures verticales		
	$x_c = 11$ mm	$x_c = 20$ mm	$x_c = 30$ mm	$x_c = 11$ mm	$x_c = 20$ mm	$x_c = 30$ mm
Intrados hourdis	0 %	3,5 %	25 %	0 %	21,5 %	42 %
Poutres	0 %	0 %	16 %	0 %	8 ,5 %	40 %

Ce tableau montre que compte tenu de la distribution statistique des enrobages, selon les zones considérées, le pourcentage statistique d'armatures situées dans un béton carbonaté peut être important (jusqu'à 40 % pour les armatures transversales). La probabilité de corrosion est plus élevée pour les armatures situées en intrados de hourdis.

Résistance en compression

On observe une relative homogénéité des résistances du béton sur la partie haute de la voûte V30 (entre 23,3 et 28,3 MPa). Sur la partie basse (béton des contreforts), les résistances sont plus élevées et plus hétérogènes (de 33,8 à 53 MPa). Ces résultats (résistances du béton des contreforts plus élevées que celles de la voûte) vont en outre dans le sens des résultats des indicateurs de durabilité.

Les résultats de résistance à la compression mesurée sur les travées 2, 12 et 30 de la plateforme de couronnement présentent une variabilité importante (de 19,9 à 39,1 MPa – 30,8 MPa de moyenne) sans que l'on puisse dégager de tendance particulière.

Dans son étude de 1998, le CEBTP avait déterminé la résistance à la compression à partir de 19 prélèvements répartis sur l'ensemble de l'ouvrage côté aval. La Figure 2.105 présente les valeurs de résistance à la compression obtenues sur l'ouvrage et positionnées en fonction de la tranche altimétrique et des numéros de voûte.

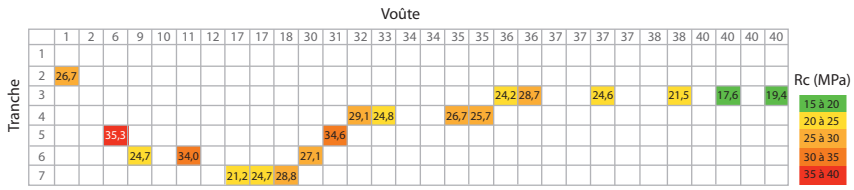


Figure 2.105 – Résistances à la compression mesurées en 1998 par le CEBTP sur l'ensemble des voûtes.

On observe une relative variabilité de la résistance à la compression (de 17,6 à 35,3 MPa) sans pouvoir dégager de tendance particulière (en fonction de l'altimétrie, des successions de voûte).

Résistivité

En partie haute (ZIH), les résistivités varient entre 10 et 800 kΩ·cm. Ces fortes résistivités mesurées dans certaines zones pourraient s'expliquer par un béton contenant un ciment au laitier (type CEM III). Dans cette partie, les faibles résistivités pourraient alors correspondre à un béton plus humide ou faiblement compact. À noter que la carbonatation peut également conduire à des résistivités plus importantes du béton (de l'ordre de 1 000 kΩ·cm pour un béton de type CEM I).

En partie intermédiaire et basse (ZIM et ZIB), les résistivités sont significativement plus faibles (en moyenne de l'ordre de 30 à 50 kΩ·cm). Dans l'hypothèse d'un béton confectionné avec un ciment au laitier, ces faibles résistivités sont l'indication d'un béton humide et/ou faiblement compact.

Les résistivités les plus faibles sont obtenues en partie basse (ZIB). À noter que les parements de la partie basse de la voûte 30 sont très humides, voire ruisselants par endroit ; ce qui peut expliquer ces faibles résistivités.

Par ailleurs, les résistivités sont très dispersées au sein de chacune des zones ; ce qui pourrait être lié à une hétérogénéité du matériau. Enfin, au sein des mailles de ferraillage de la plupart des zones d'investigation, les mesures sont très peu répétables. Cette mauvaise répétabilité peut avoir plusieurs origines : hétérogénéité locale du matériau, défauts de parement perturbant la mesure, densité d'armatures trop importante, présence de la barbotine par exemple.

Sur les poutres de la plateforme de couronnement, les valeurs de résistivité sont principalement comprises entre 20 et 30 kΩ·cm, correspondant à un béton propice à la corrosion (faible compacité et/ou humide). Certaines zones présentent des valeurs très faibles (< 20) : poutres centrales des travées 12 et 30. À l'inverse, certaines zones présentent des valeurs relativement élevées (> 100) : travée 30 (poutre aval, poutre amont), travée 12 (poutre aval).

Mesures de potentiel

Sur le parement aval de la voûte V30, et pour les armatures horizontales, globalement, plus la zone d'investigation est basse, plus les potentiels sont électronégatifs. Les potentiels les plus électronégatifs ont été mesurés en partie basse (ZIB) et plus particulièrement dans la zone ZIB 29-30. Cette tendance générale est probablement due à l'humidité du béton plus forte en partie inférieure. Certaines zones présentent des gradients significatifs (ZIH 29-30, ZIM 30-31 et ZIB 30-31). Ces forts gradients pourraient être symptomatiques de zones anodiques et donc de présence d'armatures corrodées.

Sur le parement aval de la voûte V30, et pour les armatures verticales, on retrouve les mêmes tendances que pour les armatures horizontales. Les gradients observés précédemment dans les zones ZIH 29-30 et ZIM 30-31 sont cependant moins marqués. Dans la zone ZIB 30-31, une deuxième zone de gradients importants est observée.

Analyse minéralogique du béton

Trois carottes ont été prélevées dans les zones suivantes :

- clé de voûte V30 amont : sur la clé de la voûte V30, côté amont, dans une zone normalement immergée, comportant un enduit d'étanchéité de 4 cm ;
- poutre aval de la voûte V2 : sur la face amont de la poutre aval de la plateforme de couronnement au-dessus de la voûte 2 ;
- ZIH 30 : en zone intérieure haute de la clé de la voûte V30, côté aval.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 2.110.

Tableau 2.110 – Différents dosages obtenus à partir de l'analyse minéralogique.

	Porosité accessible à l'eau [%]	Dosage en ciment [kg/m³]	Teneur en chlorures [%/masse de ciment]	$Na_2O_{éq}$ [kg/m³ de béton]	Taux de laitier dans le ciment [%]
Clé de voûte V30 amont	–	290	0,4	3,2	38
Poutre aval de la voûte V2	17,6	360	0,4	3,2	25
ZIH 30	20,7	400	0,2	3,8	33

Le ciment employé est donc un ciment composé avec du laitier de haut fourneau. Le liant cimentaire présente de fortes microporosités, un manque de cohésion et des traces de dissolution de la pâte de ciment. Les carottes de la poutre et de la ZIH sont atteintes d'une réaction sulfatique de forte ampleur (présence d'ettringite sous forme comprimée et sous forme d'aiguilles) et montrent la présence de chlorures et de sulfates en profondeur, qui s'expliquent par des circulations d'eau au sein du béton qui provoquent aussi des phénomènes de lixiviation et de dissolution/recristallisation.

3.3.8.4. Investigations réalisées dans le cadre de PerfDuB

Aucune investigation complémentaire n'a été réalisée dans le cadre du projet PerfDuB.

3.3.8.5. Conclusions tirées

Le diagnostic test mené sur la voûte 30 et ses contreforts montre que la structure est structurellement en bon état compte tenu de son âge (84 ans).

Sur le parement aval, les constats visuels concernent principalement les signes d'infiltrations d'eau observés sur l'intrados de la voûte au niveau des reprises de bétonnage (ces dernières ont d'ailleurs fait l'objet de réparations par le passé et semblent indiquer des défauts d'exécution d'origine). En partie basse, ces infiltrations sont accompagnées par endroit de tâches de couleur rouille laissant suspecter une corrosion des armatures. Par ailleurs, il a été observé très peu de signes de corrosion des armatures (fissures, éclatements de béton avec armatures apparentes oxydées). Ces derniers sont principalement présents sur les raidisseurs et les entretoises.

Sur le parement amont, il n'a pas été observé de dégradations. Dans les zones examinées, le mortier d'étanchéité paraît sain et intègre.

Les investigations montrent que le risque principal de dégradation est la corrosion des armatures due au processus de corrosion. Côté amont, ce risque est très faible (voire négligeable) et ce même à long terme. Côté aval, compte tenu des enrobages et des profondeurs de carbonatation mesurées, le risque de corrosion à moyen terme ne peut être exclu. Dans les zones présentant de faibles enrobages et/ou des profondeurs de carbonatation plus importantes, le risque de corrosion à court terme existe. Dans certaines zones, on estime ainsi aujourd'hui à ~ 10 % la proportion d'armatures susceptibles d'être dépassivées et donc d'amorcer une corrosion.

Les propriétés de durabilité du béton constitutif de la voûte et des contreforts (durabilité potentielle faible à très faible) vont dans le même sens, de même que les mesures de résistivité et de potentiels d'armatures. Le phénomène de carbonatation et de corrosion étant évolutif, il faut donc s'attendre à l'apparition régulière de désordres de type fissures et éclatements du béton dans les années à venir.

Les éléments de travées de la plateforme de couronnement (poutres et intrados d'hourdis) sont globalement en mauvais état. Il s'agit principalement de dégradations dues à la corrosion des armatures (fissuration, éclatements du béton, armatures apparentes oxydées). Ces dégradations sont généralisées. Par ailleurs, la défaillance (ou absence) de l'étanchéité en extrados de travée est défavorable à la pérennité de la structure. Les dégradations observées ont pour origine la corrosion des armatures dues à la carbonatation du béton. Dans certaines zones, l'avancement du processus est tel que l'on estime à 40 % la proportion d'armatures susceptibles d'être dépassivées.

4. Synthèse des indicateurs de durabilité

4.1. Mode opératoire

Du fait des améliorations apportées au cours du Projet National PerfDuB et de la prise en compte d'études antérieures, différents modes opératoires de mesure d'indicateurs de durabilité ont été utilisés pour cette étude. Une synthèse des modes opératoires utilisés pour chaque structure est présentée dans les Tableaux 2.111 et 2.112.

Tableau 2.111 – Synthèse des modes opératoires utilisés pour les investigations.

Structures investiguées	Modes opératoires
Vasco de Gama	D_{rcm} : Tang & Nilsson (1992) ; P_{eau} : AFREM (1997) ; k_{gaz} : AFREM (1997, avec O_2) ; RCPT : AASHTO T277-3 (1993).
Rion-Antirion	D_{rcm} : Tang-Luping (même principe que NT Build 492) ; P_{eau} et k_{gaz} : AFPC-AFREM (1997) ; RCPT : non précisé ; carbonatation accélérée : teneur en CO_2 de 50 %.
Bruche	k_{gaz} : XP P18-463 ; $P_{IFSTTAR}$: NF P18-459 ; P_{eau} et D_{rcm} : mod.op. PerfDuB ; C_{a24h} : $x_{cj,3\%}$: mod.op. PerfDuB V2 avec une teneur en CO_2 de 3 %.
Chateaubriand	Mesures de 2013 : LCPC (2010) : D_{rcm}, Res, k_{gaz}, P_{eau}. Mesures de 2016 : Res, D_{rcm}, k_{gaz}, P_{eau} : LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et les modes opératoires GranDuBé (2007) ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB V2 avec une teneur en CO_2 de 3 %.
Quai des TCD	Mesures de 2012 : LCPC (2010) : D_{rcm}, Res, k_{gaz}, P_{eau}. Mesures de 2016 : D_{rcm}, k_{gaz}, P_{eau} : LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et les modes opératoires GranDuBé (2007). $P_{IFSTTAR}$: NF P18-459 ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB V2 avec une teneur en CO_2 de 3 %.
PI Blondel	P_{eau} et C_a : mod.op. PerfDuB ind 1 (31-01-2016) ; D_{rcm} et k_{gaz} : mod.op. PerfDuB V1 (02-10-2015) ; carbonatation accélérée : NF EN 14630, XP P18-458 avec teneur en CO_2 de 50 %.
Volesvre	Construction : LCPC (2010). Diagnostic : mod.op. PerfDuB.
Loudéac	Construction : P_{eau} : NF P18-459 ; D_{rcm} : XP P18-462 ; k_{gaz} : XP P18-463 ; Res : mod.op. LCPC. Diagnostic : Res, D_{rcm}, k_{gaz}, P_{eau} : LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et les modes opératoires GranDuBé (2007) ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB V2 avec une teneur en CO_2 de 3 %.
Bourse du travail	Mesures réalisées sur des carottes de 51 mm de diamètre. P_{eau} : NF P18-459 ; k_{gaz} : mod.op. PerfDuB V2 (O_2, saturation selon NF P18-459).
Palais d'Iéna	Mesures réalisées sur des carottes de 51 mm de diamètre. P_{eau} : NF P18-459 ; k_{gaz} : mod.op. PerfDuB V2 (O_2, saturation selon NF P18-459).
La Vachette	P_{eau} et C_a : mod.op. PerfDuB V2 du 26-06-2017 ; D_{rcm} : mod.op. PerfDuB V2 du 21-06-2017 ; k_{gaz} : mod.op. PerfDuB V2 du 28-06-2017 ; $x_{cj,3/50\%}$: mod.op. PerfDuB NF et EN V2 ; L : ASTM C457-08 ; E : XP P18-420 ; gel : NF P18-424.

Structures investiguées	Modes opératoires
Pont X	D_{rcm}, k_{gaz}, P_{eau} : LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et les modes opératoires GranDuBé (2007).
Saint-Poncy	D_{rcm} : XP P 18-462 ; Res : mod.op. PerfDuB ; P_{eau} : NF P18-459 ; k_{gaz} : XP P18-463 ; C_{a24h} : AFPC-AFREM ; E : XP P18-420 ; gel–dégel : NF P18-424 ; $\overline{L}$: ASTM C457-08 ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB avec une teneur en CO_2 de 3 % et 50 %.
Pirou	D_{rcm} : XP P18-462 ; Res : mod.op. PerfDuB ; P_{eau} : NF P18-459 ; k_{gaz} : XP P18-463 ; C_{a24h} : AFPC-AFREM ; E : XP P18-420 ; gel–dégel : NF P18-424 ; $\overline{L}$: ASTM C457-08 ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB avec une teneur en CO_2 de 3 % et 50 %.
Boutiron	D_{rcm} : XP P18-462 ; Res : mod.op. PerfDuB ; P_{eau} : NF P18-459; k_{gaz} : XP P18-463 ; C_{a48h} : AFPC-AFREM.
Ré	D_{rcm} : XP P18-462 ; Res : LCPC (2010) ; P_{eau} : NF P18-459 ; k_{gaz} : XP P18-463 ; C_{a24h} et w : GranDuBé 2007.
Vallières	D_{rcm}, Res, P_{eau}, k_{gaz} : mode opératoire PerfDuB V3 du 11-12-2018 ; E : XP P18-420 ; gel–dégel : NF P18-424 ; $\overline{L}$: ASTM C457-08 ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB V3 avec une teneur en CO_2 de 3 % et 50 %.
Structure maritime X	P_{eau} et C_{a24h} : mod.op. PerfDuB V1 du 31-01-2016 ; D_{rcm} et k_{gaz} : mod.op. PerfDuB V1 du 02-10-2015 ; carbonatation accélérée : mod.op. PerfDuB V3 avec une teneur en CO_2 de 3 % et 50 %.
BHP2000	P_{eau} : AFPC-AFREM ; D_{rcm} : Tang & Nilsson (1992) ; k_{gaz} : CEMBUREAU.

P_{eau} et $P_{IFSTTAR}$: porosité à l'eau ; C_{a24h} : absorption d'eau par capillarité à 24 heures ; D_{rcm} : essai accéléré de migration des ions chlorure ; k_{gaz} : perméabilité aux gaz ; Res : résistivité électrique ; $x_{cj,x/y\%}$: carbonatation accélérée à x jours avec une teneur en CO_2 de y % ; $\overline{L}$: facteur d'espacement des bulles d'air ; E : écaillage ; w = perméabilité à l'eau.

Tableau 2.112 – Synthèse des modes opératoires utilisés par chaque mesure d'indicateur de durabilité.

Mesure	Modes opératoires
Essai accéléré de migration des ions chlorure (D_{rcm})	XP P18-462 Tang & Nilsson (1992) Tang-Luping (principe du NT Build 492) Mod.op. PerfDuB LCPC (2010) LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et le mode opératoire GranDuBé (2007)
RCPT	AASHTO T277-3 (1993)
Porosité à l'eau (P_{eau}) Durée de saturation : AFREM (1997) : 24 h LCPC (2010) : 72 h Autres : 48 h	AFREM, 1997 NF P18-459 NF P18-459 avec des carottes de diamètre 51 mm Mod.op. PerfDuB LCPC (2010) LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et le mode opératoire GranDuBé (2007)

Perméabilité aux gaz (k_{gaz})	CEMBUREAU AFREM, 1997 XP P18-463 LCPC (2010) LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et le mode opératoire GranDuBé (2007) Mod.op. PerfDuB Mod.op. PerfDuB V2 avec saturation selon NF P18-459, mesure avec O_2 sur carottes de diamètre 51 mm
Carbonatation accélérée	Mod.op. PerfDuB V2 avec une teneur en CO_2 de 3 % NF EN 14630, XP P18-458 et teneur en CO_2 de 4 % et 50 % Mod.op. PerfDuB (3 % et 50 %)
Résistivité électrique (Res)	LCPC (2010) LCPC (2010), complété par XP P18-462, XP P18-463, NF P18-459 et le mode opératoire GranDuBé (2007) Mod.op. PerfDuB
Coefficient d'absorption capillaire (C_a)	Mod.op. PerfDuB GranDuBé (2007)
Perméabilité à l'eau	GranDuBé (2007)
Facteur d'espacement des bulles d'air ($\overline{L}$)	ASTM C457-08
Écaillage	XP P18-420
Gel–dégel	NF P18-424

Une comparaison des modes opératoires des essais de carbonatation accélérée conduit aux résultats suivants :

- le mod.op. PerfDuB V2 avec une teneur en CO_2 de 3 % est équivalent au mod.op. PerfDuB V3/V4 avec une teneur en CO_2 de 3 % ;
- la norme XP P18-458 avec une teneur en CO_2 de 50 % est proche du mod.op. PerfDuB avec une teneur en CO_2 de 50 %. Pour ce dernier, une semaine à 20 °C est ajoutée après le séchage à 45 °C ;
- la norme NF EN 14630 à 4 % en CO_2 n'a pas d'équivalent (teneur de 4 % et absence de séchage) ;
- les mod.op. PerfDuB (V2, V3 et V4) avec une teneur en CO_2 de 3 % et 50 % présentent les mêmes préconditionnements mais des teneurs en CO_2 différentes. Ils ne sont donc pas équivalents. Cependant, une relation linéaire entre les deux modes opératoires a été obtenue dans le cadre du Projet National PerfDuB.

4.2. Principaux résultats

Une synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité est présentée dans les Tableaux 2.113 à 2.131.

4.2.1. Structures ayant moins de 20 ans

Tableau 2.113 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont Vasco de Gama.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Vasco de Gama (viaduc central) 1995–1998	Caissons de piles XS3	17 mois	–	D_{rcm} = 0,8×10^{-12} m^2/s P_{eau} = 10,7 % k_{gaz} = 11×10^{-18} m^2 AASHTO = 500 C	
		43 mois	–	D_{rcm} = 0,2×10^{-12} m^2/s P_{eau} = 10,6 % k_{gaz} = 4×10^{-18} m^2	
	Indicateurs de durabilité obtenus pendant le chantier				
	D_{rcm90j} = 3,4×10^{-12} m^2/s P_{eau28j} = 12,4 % k_{gaz28j} = 58×10^{-18} m^2 AASHTO$_{28j}$ = 5 100 C ; AASHTO$_{90j}$ = 1 700 C			Facteur de vieillissement pour le D_{rcm} : $D_{rcm}(t)$ = 2×10^{-12} e$^{-0,0527t}$ pour t < 60 mois D_{rcm} = 0,16×10^{-12} m^2/s pour t ≥ 60 mois	
Vasco de Gama (viaduc sud) 1995–1998	Colonnes XS3	6 mois	–	D_{rcm} = 1,1×10^{-12} m^2/s P_{eau} = 13,6 % k_{gaz} = 48×10–18 m^2 AASHTO = 950 C	H
		18 mois	–	D_{rcm} = 1,0×10^{-12} m^2/s P_{eau} = 12,8 % k_{gaz} = 20×10^{-18} m^2 AASHTO = 500 C	H
		29 mois	–	D_{rcm} = 0,7×10^{-12} m^2/s P_{eau} = 13,9 % k_{gaz} = 7×10^{-18} m^2	H
	Indicateurs de durabilité obtenus pendant le chantier				
	Laboratoire : D_{rcm90j} = 0,5×10–12 m^2/s ; $D_{rcm180j}$ = 0,14×10^{-12} m^2/s P_{eau28j} = 12,2 % ; P_{eau90j} = 11,9 % $k_{gaz28/90/180j}$ < 10×10^{-18} m^2 AASHTO$_{28j}$ = 4 410 C ; AASHTO$_{90j}$ = 1 570 C ; AASHTO$_{180j}$ = 840 C			Chantier : D_{rcm28j} = 1,5×10^{-12} m^2/s ; D_{rcm90j} = 0,52×10^{-12} m^2/s ; $D_{rcm180j}$ = 0,22×10^{-12} m^2/s P_{eau28j} = 12,9 % k_{gaz28j} = 32×10^{-18} m^2 AASHTO$_{28j}$ = 3 490 C	
	Facteur de vieillissement pour le D_{rcm} : $D_{rcm}(t)$ = 2×10^{-12} e$^{-0,0322t}$ pour t < 60 mois D_{rcm} = 3,0×10^{-13} m^2/s pour t ≥ 60 mois				

Orientation des carottes : H = horizontal, V = vertical ; P_{eau} et $P_{IFSTTAR}$: porosité à l'eau ; C_{a24h} : absorption d'eau par capillarité à 24 heures ; D_{rcm} : essai accéléré de migration des ions chlorure ; k_{gaz} : perméabilité aux gaz ; Res : résistivité électrique ; $x_{cxj,y\%}$: carbonatation accélérée à x jours et avec une teneur en CO_2 de y % ; $\overline{L}$: facteur d'espacement des bulles d'air ; E : écaillage ; w = perméabilité à l'eau ; # valeur non prise en compte.

Tableau 2.114 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont de Rion-Antirion.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Rion-Antirion 1999–2004	Pylône et mur-test XS2 (zone immergée) XS3 (marnage)	12,3 à 16,5 ans	69 MPa (cylindres)	$D_{rcm2,5mois} = 0{,}86\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau1mois} = 11{,}3\,\%$ $k_{gaz1mois} = 4{,}2\times10^{-18}$ m² $RCPT_{3mois}$ = 220–660 C AASHTO = 500 C Mur-test (2 ans) : $x_{c7/14/28/56,50\%}$ = 2,0/3,0/3,2/3,4 mm	H
	Indicateurs de durabilité obtenus pendant le chantier				
	Facteur de vieillissement pour le D_{rcm} : $D_{rcm}(t) = 1{,}1\times10^{-12}\ t^{-0,215}$ pour $t < 120$ mois $D_{rcm} = 0{,}35\times10^{-12}$ m²/s pour $t \geq 120$ mois				

Tableau 2.115 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont de Volesvre.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Volesvre 2010–2012	Culée C5 XC4	5 ans	45,3–61,0 MPa (cylindres)	$D_{rcm} = 11{,}2\times10^{-12}$ m²/s Res = 637 Ω·m $P_{eau} = 14{,}6\,\%$ $k_{gaz} = 90\times10^{-18}$ m² $C_{a48h} = 4{,}68$ kg/m²	H
	Hourdis XC4	5 ans	53,0–65,7 MPa (cylindres)	$D_{rcm} = 7{,}9\times10^{-12}$ m²/s Res = 106 Ω·m $P_{eau} = 12{,}1\,\%$ $k_{gaz} = 80\times10^{-18}$ m² $C_{a48h} = 5{,}68$ kg/m²	H
	Indicateurs de durabilité obtenus pendant le chantier				
	Appuis : $P_{eau28j} = 15{,}7\,\%$ $P_{eau90j} = 15{,}6\,\%$ $Res_{28j} = 276$ Ω·m $Res_{90j} = 323$ Ω·m $k_{gaz90j} = 76\times10^{-18}$ m²			Hourdis : $P_{eau28j} = 14{,}4\,\%$ $P_{eau90j} = 14{,}1\,\%$ $Res_{28j} = 62$ Ω·m $Res_{90j} = 119$ Ω·m $k_{gaz90j} = 75\times10^{-18}$ m²	

Tableau 2.116 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont de Loudéac.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Loudéac 2014	Piédroit XC4	2 ans	69,5 MPa (carottes, valeurs corrigées) 59,9 MPa (cylindres)	$D_{rcm} = 2{,}4\times10^{-12}$ m²/s Res = 377 Ω·m $P_{eau} = 15{,}4$ % $k_{gaz} = 23\times10^{-18}$ m² $C_a = 4{,}95$ kg/m² $w = 0{,}744$ kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$ $x_{c28/56j,3\%} = 4{,}5/5{,}5$ mm [Ca(OH)$_2$]pot/SAA/psdATG = 10,5/13,4/11,9 %	H
	Indicateurs de durabilité obtenus pendant le chantier				
	Études : $P_{eau28j} = 17$ % ; $P_{eau90j} = 16$ % $k_{gaz28j} = 18\times10^{-18}$ m² ; $k_{gaz90j} = 24\times10^{-18}$ m²	Convenances : $D_{rcm28j} = 2{,}3\times10^{-12}$ m²/s ; $D_{rcm90j} = 1{,}8\times10^{-12}$ m²/s $Res_{28j} = 284$ Ω·m ; $Res_{90j} = 367$ Ω·m $P_{eau90j} = 14{,}4$ % $k_{gaz90j} = 35\times10^{-18}$ m²	Contrôles : $D_{rcm123j} = 1{,}4\times10^{-12}$ m²/s $Res_{123j} = 419$ Ω·m $P_{eau123j} = 15{,}8$ % $k_{gaz123j} = 39\times10^{-18}$ m² $C_{a24h123j} = 4{,}31$ kg/m² $w_{123j} = 0{,}571$ kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	

Tableau 2.117 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité de la structure maritime X.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Structure maritime X 2014	Élément témoin XS3	2 ans	87,3 MPa (carottes, valeurs corrigées)	$D_{rcm} = 1{,}9\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 9{,}9$ % $k_{gaz} = 20\times10^{-18}$ m² $C_{a24h} = 0{,}811$ kg/m² $x_{c28/56j,3\%} = 0/0$ mm ; $x_{c7/28j,50\%} = 0/0$ mm	H
	Indicateurs de durabilité obtenus pendant le chantier				
	Études (entreprise) : $P_{eau28j} = 10{,}1$ % ; $P_{eau90j} = 10{,}4$ % $D_{rcm28j} = 3{,}2\times10^{-12}$ m²/s ; $D_{rcm90j} = 1{,}7\times10^{-12}$ m²/s $k_{gaz28j} = 29\times10^{-18}$ m² ; $k_{gaz90j} = 40\times10^{-18}$ m²	Convenances (entreprise) : $P_{eau28j} = 10{,}5$ % ; $P_{eau90j} = 10{,}9$ % $D_{rcm28j} = 3{,}4\times10^{-12}$ m²/s ; $D_{rcm90j} = 2{,}0\times10^{-12}$ m²/s $k_{gaz28j} = 30\times10^{-18}$ m² ; $k_{gaz90j} = 64\times10^{-18}$ m²	Convenances (contrôle extérieur) : $P_{eau28j} = 11{,}3$ % ; $P_{eau90j} = 11{,}1$ % $D_{rcm28j} = 4{,}8\times10^{-12}$ m²/s ; $D_{rcm90j} = 2{,}9\times10^{-12}$ m²/s $k_{gaz28j} = 37\times10^{-18}$ m² ; $k_{gaz90j} = 28\times10^{-18}$ m²	
		Contrôles (entreprise) : $P_{eau90j} = 10{,}2$ % $D_{rcm90j} = 2{,}7\times10^{-12}$ m²/s $k_{gaz90j} = 31\times10^{-18}$ m²	Contrôles (contrôle extérieur) : $P_{eau90j} = 10{,}4$ % $D_{rcm90j} = 2{,}6\times10^{-12}$ m²/s $k_{gaz90j} = 31\times10^{-18}$ m²		

4.2.2. Structures ayant entre 20 et 50 ans

Tableau 2.118 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du quai des TCD.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Quai des TCD 1964–1965	Joue de la dalle XS3	47 ans	–	D_{rcm} = 2,3×10^{-12} m^2/s Res = 68,5 Ω·m P_{eau} = 11,3 % k_{gaz} = 154×10^{-18} m^2	H
	Intrados mole (embruns) XS3	51 ans	73,0 MPa (carottes, valeurs corrigées)	D_{rcm} = 4,1×10^{-12} m^2/s Res = 159 Ω·m P_{eau} = 12,8 % $P_{IFSTTAR}$ = 14,7 % k_{gaz} = 89×10^{-18} m^2 C_a = 5,18 kg/m^2 w = 1,06 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$ $x_{c28/56j,3\%}$ = 0/0 mm [Ca(OH)$_2$]pot/SAA/psdATG = 26,8/23,5/33,2 %	V

Tableau 2.119 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont Chateaubriand.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Chateaubriand 1987–1991	Pile P14 XS3	22 ans	46,7 MPa (cylindres)	D_{rcm} = 28,3×10^{-12} m^2/s Res = 36 Ω·m P_{eau} = 14,8 % C_{a24h} = 6,06 kg/m^2 k_{gaz} = 871×10^{-18} m^2 w = 1,33 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	H
	Piles P11 (embruns) et P12 (marnage/éclaboussures) XS3	25 ans	46,7 MPa (cylindres)	D_{rcm} = 29,6×10^{-12} m^2/s Res = 38 Ω·m P_{eau} = 15,6 % C_{a24h} = 6,73 kg/m^2 k_{gaz} = 415×10^{-18} m^2 w = 3,04 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$ $x_{c28/56j,3\%}$ = 0/0 mm [Ca(OH)$_2$]pot/SAA/psdATG = 38,2/39,9/23,0 %	H

Tableau 2.120 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont de La Vachette.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
La Vachette 1984–1985	Corniche XF4	34 ans	57,6 MPa (carottes, valeurs corrigées)	$D_{rcm} = 19{,}6\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 14\,\%$ $k_{gaz} = 150\times10^{-18}$ m² $C_{a24h} = 1{,}96$ kg/m² $\overline{L} = 466$ µm (2012) $E = 7\,054$ g/m² (2012)	H
	Culée XF4	34 ans	46 MPa (carottes, valeurs corrigées	$D_{rcm} = 28\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 13{,}5\,\%$ $k_{gaz} = 250\times10^{-18}$ m² $C_a = 3{,}15$ kg/m² $x_{c28/56j,3\%} = 6/9$ mm $x_{c7/28j,50\%} = 8/10$ mm $\overline{L} = 591$ µm $E = 10\,637$ g/m² $\Delta l/l = 945$ µm/m $\frac{F_{Fe}^{\,2}}{F_{Fo}^{\,2}} \times 100 = 38$	H

Tableau 2.121 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont de l'île de Ré.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Ré 1987–1988	Pile Pb XS3	30 ans	64,3 MPa (carottes) 42,1 MPa (cylindres)	$D_{rcm} = 8{,}5\times10^{-12}$ m²/s Res = 139 Ω·m $P_{eau} = 12{,}1\,\%$ $k_{gaz} = 109\times10^{-18}$ m² $C_{a24h} = 4{,}80$ kg/m² $w = 0{,}91$ kg·m^{-2}·s$^{-0{,}5}$	H
	Pile Ph XS3	30 ans	70,8 MPa (carottes) 44,2 MPa (carottes)	$D_{rcm} = 8{,}7\times10^{-12}$ m²/s Res = 76 Ω·m $P_{eau} = 15{,}3\,\%$ $k_{gaz} = 400\times10^{-18}$ m² $C_{a24h} = 1{,}16$ kg/m² $w = 0{,}23$ kg·m^{-2}·s$^{-0{,}5}$	H
	Pile Po XS3	30 ans	64,5 MPa (carottes) 37,8 MPa (cylindres)	$D_{rcm} = 15{,}1\times10^{-12}$ m²/s Res = 72 Ω·m $P_{eau} = 13{,}8\,\%$ $k_{gaz} = 174\times10^{-18}$ m² $C_{a24h} = 5{,}94$ kg/m² $w = 1{,}28$ kg·m^{-2}·s$^{-0{,}5}$	H

Tableau 2.122 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont de Saint-Poncy.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
St-Poncy 1988	Pile ouest XF4, XD3, XC4 Gel sévère et salage très fréquent	31 ans	C30/37 (carottes, valeurs corrigées) 34,5 MPa (cylindres)	D_{rcm} = 41,2×10^{-12} m^2/s Res = 38 Ω·m P_{eau} = 16,7 % k_{gaz} = 646×10^{-18} m^2 C_{a24h} = 5,79 kg/m^2 E = 50 917 g/m^2 $\Delta l/l$ = 1 759 µm/m (à 26 cycles) $\frac{F_{Fn}^{\ 2}}{F_{Fo}^{\ 2}} \times 100$ = 21 (à 26 cycles) $\overline{L}$ = 373 µm $\overline{L}_{gb*}$ = 279 µm $x_{c28/56j,3\%}$ = 11/16 mm $x_{c7/28j,50\%}$ = 15/28 mm	H

* Correction faite avec prise en compte des grosses bulles.

Tableau 2.123 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont du Pirou.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Pirou 1981	Pile XF4, XD3, XC4 Gel sévère et salage très fréquent	28 ans	C70/85 (carottes, valeurs corrigées)	D_{rcm} = 9,4×10^{-12} m^2/s Res = 104 Ω·m P_{eau} = 11,9 % k_{gaz} = 240×10^{-18} m^2 C_{a24h} = 2,51 kg/m^2 E = 103 g/m^2 $\Delta l/l$ = 289 µm/m $\frac{F_{Fn}^{\ 2}}{F_{Fo}^{\ 2}} \times 100$ = 93 $\overline{L}$ = 289 µm $\overline{L}_{gb}$ = 257 µm $x_{c28/56j,3\%}$ = 0/0 mm $x_{c7/28j,50\%}$ = 0/0 mm	H

4.2.3. Structures de plus de 50 ans

Tableau 2.124 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont sur la Bruche.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Bruche 1947	Tablier (zone corrodée) XC4	70 ans	39,0 MPa	$D_{rcm} = 4{,}0\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 14{,}2\,\%$ $C_{a24h} = 5{,}48$ kg/m² $C_{a48h} = 6{,}06$ kg/m² $k_{gaz} = 300\times10^{-18}$ m² $x_{c28/56j,3\%} = 6{,}8/11{,}1$ mm	V
	Tablier (zone saine) XC4	70 ans	39,0 MPa (carottes)	$D_{rcm} = 2{,}2\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 14{,}7\,\%$ $P_{IFSTTAR} = 12{,}8\,\%$ $C_{a24h} = 5{,}42$ kg/m² $C_{a48h} = 6{,}33$ kg/m²	V

Tableau 2.125 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont Blondel.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Blondel 1964	Chevêtre XC4	51 ans	32,0 MPa (carottes)	$D_{rcm} = 35{,}7\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 17{,}7\,\%$ $P_{IFSTTAR} = 17{,}1\,\%$ $k_{gaz} = 600\times10^{-18}$ m² $C_{a24h} = 5{,}53$ kg/m² $x_{c28/56j,4\%} = 10/11$ mm $x_{c7/28j,50\%} = 11/23$ mm	H
	Hourdis XC4	51 ans	35,6 MPa (carottes)	$D_{rcm} = 16{,}2\times10^{-12}$ m²/s $P_{eau} = 13{,}2\,\%$ $P_{IFSTTAR} = 12{,}5\,\%$ $k_{gaz} = 200\times10^{-18}$ m² $C_a = 3{,}29$ kg/m² $x_{c28/56j,4\%} = 0/0$ mm $x_{c7/28j,50\%} = 0/0$ mm	V

Tableau 2.126 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont X.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Pont X 1952–1954	Arc (naissance, marnage) XS3	60 ans	C70/85 (carottes, valeurs corrigées)	$D_{rcm} = 10{,}2\times10^{-12}$ m²/s Res = 82 Ω·m $P_{eau} = 12{,}2\,\%$ $k_{gaz} = 495\times10^{-18}$ m² $C_a = 3{,}89$ kg/m² $w = 0{,}80$ kg·m^{-2}·s$^{-0{,}5}$	H

Tableau 2.127 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont des Vallières.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Vallières 1926	Arc XF3 Gel sévère	92 ans	C25/30 (carottes, valeurs corrigées)	D_{rcm} = 97,3×10^{-12} m^2/s Res = 31 Ω·m P_{eau} = 20,1 % k_{gaz} = 700×10^{-18} m^2 (*) E = 11 268 g/m^2 $\Delta l/l$ = 610 µm/m (à 29 cycles) $\frac{F_{Fn}^{\ 2}}{F_{Fo}^{\ 2}} \times 100 = 36$ (à 29 cycles) $\overline{L}$ = 494 µm $\overline{L}_{gb}$ = 257 µm $x_{c28/56j,3\%}$ = 0/0 mm $x_{c7/28j,50\%}$ = 0/0 mm	H

(*) Nombreuses microfissures dans la matrice cimentaire.

Tableau 2.128 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du pont Boutiron.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Boutiron 1913	Arc XC4, XF1	107 ans	43,6 à 52,4 MPa (carottes, contenant des armatures)	D_{rcm} = 34,3×10^{-12} m^2/s (carottes avec armatures) Res = 37 Ω·m P_{eau} = 16,4 % k_{gaz} = 200×10^{-18} m^2 (carottes avec armatures) C_{a24h} = 3,07 kg/m^2 C_{a48h} = 3,95 kg/m^2	V

Tableau 2.129 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du palais d'Iéna.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Palais d'Iéna 1937	Travées en façade XC4	80 ans	–	P_{eau} = 18,5 % k_{gaz} = 805×10^{-18} m^2	H

Tableau 2.130 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité de la Bourse de Bordeaux.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge *t* des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Bourse de Bordeaux 1935–1938	Voiles en façade XC4	80 ans	23 MPa	P_{eau} = 13,0 % k_{gaz} = 607×10^{-18} m^2	H

Tableau 2.131 – Synthèse des principaux résultats des indicateurs de durabilité du barrage de Vezins.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée Classe d'exposition	Âge	f_c	Indicateurs de durabilité à l'âge t des investigations	Orientation des carottes (H/V)
Barrage de Vezins 1929–1932	ZIH 30 Voûte XC4	84 ans	–	D_{rcm} = 64,6×10^{-12} m^2/s Res = 25 Ω·m P_{eau} = 21,2 % k_{gaz} = valeur aberrante C_{a24h} = 9,10 kg/m^2 w = 2,37 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	
	ZIB 30-31 Contrefort XC4	84 ans	–	D_{rcm} = 15,9×10^{-12} m^2/s Res = 32 Ω·m P_{eau} = 18,5 % k_{gaz} = 520×10^{-18} m^2 C_{a24h} = 5,36 kg/m^2 w = 1,04 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	
	Poutre centrale V30 XC4	84 ans	–	D_{rcm} = 76,5×10^{-12} m^2/s Res = 26,5 Ω·m P_{eau} = 20,9 % k_{gaz} = valeur aberrante C_{a24h} = 9,63 kg/m^2 w = 2,74 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	
	Poutre centrale V2 XC4	84 ans	–	D_{rcm} = 42,0×10^{-12} m^2/s Res = 42 Ω·m P_{eau} = 15,9 % k_{gaz} = non mesurable C_{a24h} = 6,87 kg/m^2 w = 1,93 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	
	Poutre centrale V12 XC4	84 ans	–	D_{rcm} = 26,5×10^{-12} m^2/s Res = 50 Ω·m P_{eau} = 18,4 % k_{gaz} = 1 277×10^{-18} m^2 C_{a24h} = 6,96 kg/m^2 w = 1,36 kg·m^{-2}·s$^{-0,5}$	

5. Synthèse des témoins de durée de vie

5.1. Modes opératoires

Les modes opératoires utilisés pour l'obtention des profils de chlorures figurent dans le Tableau 2.132.

Tableau 2.132 – Modes opératoires utilisés pour la teneur en chlorures.

Ouvrage	Modes opératoires
Vasco de Gama	Chlorures libres et totaux : AFPC-AFREM
Rion-Antirion	Chlorures libres et totaux : AFPC-AFREM
Loudéac	Chlorures totaux : AFPC-AFREM
Quai des TCD	Mesures de 2012 – chlorures libres et totaux : AFPC-AFREM Mesures de 2016 – chlorures totaux : AFPC-AFREM
Chateaubriand	Mesures de 2013 – chlorures totaux : AFPC-AFREM Mesures de 2016 – chlorures totaux : AFPC-AFREM
La Vachette	Chlorures libres : AFPC-AFREM
Ré	Chlorures libres : AFPC-AFREM (1997) et RILEM TC178 TMC 2001, procédure B1 Chlorures totaux : RILEM TC178 TMC 2002, procédure A3-C4
Bruche	Mesures de 2012 (zone saine) – chlorures libres et totaux : LCPC (2002) Mesures de 2016 (zone corrodée) – chlorures libres et totaux : AFPC-AFREM
Blondel	Chlorures libres : AFPC-AFREM
Pont X	Chlorures libres et totaux : AFPC-AFREM
Ouvrage maritime X	Chlorures libres : AFPC-AFREM (1997)

5.2. Principaux résultats

Les témoins de durée de vie de chaque structure sont présentés dans le Tableau 2.133. Les valeurs obtenues pour les mesures de chlorures sont présentées dans la section 7. Les observations réalisées sur les structures et les résultats des mesures électrochimiques sont présentées dans le Tableau 2.134.

Tableau 2.133 – Profondeur de carbonatation et enrobage des armatures mesurés sur les structures investiguées.

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée (Classe d'exposition)	Âge	Profondeur de carbonatation [mm]	Enrobage moyen e_{moy} [mm]
Structures de moins de 20 ans				
Vasco de Gama (central)	Caisson préfabriqué (XS3 : marnage, base des piles)	213 mois	–	–
Vasco de Gama (sud)	Colonnes (XS3 : marnage)	213 mois	–	–
Rion-Antirion	Pylône (facette 19) (XS2 : zone immergée)	9 ans	–	$c_{nom,\ min,\ théorique}$ = 60
	Pylône M2 (XS3 : marnage)	45 mois	–	$c_{nom,\ min,\ théorique}$ = 85
	Pylône M3 (facette 19) (XS3 : marnage)	114 mois 201 mois	–	$c_{nom,\ min,\ théorique}$ = 85
	Mur-test (XS3 : zones d'embruns et d'éclaboussures)	2,5 ; 11 ; 24 ; 62 ; 150 mois	–	–
Volesvres	Appuis et hourdis (XC4)	5 ans	–	–
Loudéac	Pile (XC4)	2 ans	0	55
Structure maritime X	Élément test (XS3 : embruns)	2 ans	< 2,5	55 (sur plans)
Structures ayant entre 20 et 50 ans				
Quai des TCD	Joue de la dalle (XS3)	47 ans	< 1	39
	Intrados de la dalle (XS3)	51 ans	–	40
Chateaubriand	Pile P11 (XS3 : embruns)	22 ans	P11 : 0	P11 : 51
	Piles P11 (embruns) et P12 (marnage et éclaboussures) (XS3)	25 ans	P12 (marnage) : 2,1 P12 (éclaboussures) : 0 P11 (embruns) : 2,6	P11 : 54 P12 : 35
La Vachette	Corniche (XF4)	34 ans	externe : < 8 interne : < 17	40
	Culée (XF4)	34 ans	rive gauche : < 3 rive droite : < 14	36

Ré	Pile Pb (XS3 : marnage) Face FC, exposée aux vents dominants et à l'ensoleillement	30 ans	0 en Z3	Armatures horizontales : 76 (e_{95+} = 49) Armatures verticales : 94 (e_{95+} = 64)
	Pile Ph (XS3 : marnage) Face FC, exposée aux vents dominants et à l'ensoleillement	30 ans	0 en Z3	Armatures horizontales : 84 (e_{95+} = 57) Armatures verticales : 104 (e_{95+} = 5)
	Pile Po (XS3 : marnage) Face FC, exposée aux vents dominants et à l'ensoleillement	30 ans	0 en Z3	Armatures horizontales : 85 (e_{95+} = 61) Armatures verticales : 99 (e_{95+} = 71)
St-Poncy	Pile (XF4)	31 ans	20	Pile P3, face ouest, exposée aux sels : 30 Pile P2, face ouest, non exposée aux sels : 27 Pile P3, face est, exposée aux sels : 31
Pirou	Piles (XF4)	28 ans	4	Pile ouest, non exposée aux sels : 25 Pile ouest, exposée aux sels : 29
Structures de plus de 50 ans				
Bruche	Tablier (XC4 : zone corrodée)	66 ans (une partie des mesures de carbonatation) 70 ans (autres)	25	41
	Tablier (XC4 : zone saine)	66 ans (chlorures et une partie des mesures de carbonatation) 70 ans (autres)	30	41
PI Blondel	Chevêtre (XC4)	51 ans	30–45 (environ 35) (47 ans)	60 enrobage des armatures du chevêtre entre 50 et 76
	Hourdis (XC4)	51 ans	35 (47 ans)	26 enrobage entre 0 et 36 pour les armatures transversales, 35 et 50 pour les armatures longitudinales
Pont X	Arc (naissance) (XS3)	60 ans	–	Âme : 41 Bandeau (face latérale) : 62

Structure Date de construction	Partie d'ouvrage investiguée (Classe d'exposition)	Âge	Profondeur de carbonatation [mm]	Enrobage moyen e_{moy} [mm]
Vallières	Arc (XF3) Sels de déverglaçage en provenance du hourdis (salage très fréquent)	92 ans	Hourdis : extrados : 15 intrados : 92 nervure amont : 36 massif de l'arc : 45 (rive droite)	Extrados du hourdis : 45 Nervure : 27
Boutiron	Arc (XC4, XF1)	107 ans	< 1 (intrados et extrados)	55 (voile de contreventement), mais plus proche de 20 ou 40
Palais d'Iéna	(XC4)	80 ans	14 (moy.) (entre 0,2 et 2,7) PerfDuB : 30–35 40 (max)	e_{moy} = 57 (entre 35 et 90)
Bourse du travail	(XC4)	80 ans	Murs : 50 Colonnes: 25 (entre 0 et 50) PerfDuB : face extérieure : 19 face intérieure : 26	Murs du 4^{e} étage : 30 (entre 9 et 71) Colonnes du 4^{e} étage : 46 (entre 0 et 79)
Barrage de Vezins	Voûte ZIH 30 (XC4)	84 ans	27	39
	Contrefort ZIB 30-31 (XC4)	84 ans	2	38
	Poutre centrale V30 (XC4)	84 ans	12	28
	Poutre centrale V2 (XC4)	84 ans	9 (poutres amont et aval)	29
	Poutre centrale V12 (XC4)	84 ans	7 (poutre amont)	62

e_{moy} : enrobage moyen des premières armatures.

$e_{95\%+}$: valeur au-delà de laquelle se situent 95 % des valeurs d'enrobage.

$\overline{L}$:

Tableau 2.134 – Caractérisation de l'état de corrosion des structures investiguées.

Structure Date de construction	Élément investigué (Classe d'exposition)	Âge des investigations	Phase d'initiation ou de propagation de la corrosion	État de corrosion
Structures de moins de 20 ans d'âge				
Vasco de Gama (central)	Caisson préfabriqué (XS3 : marnage, base des piles)	213 mois	Initiation	Pas de fissuration visible sur les photographies du LERM. Pas de mesure de potentiels.
Vasco de Gama (sud)	Colonnes (XS3 : marnage)	213 mois	Initiation	Fissurations verticales visibles sur les photographies du LERM. Pas de mesure de potentiels.
Rion-Antirion	Pylône (facette 19) (XS2 : zone submergée)	9 ans	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
	Pylône M2 (XS3 : marnage)	45 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
	Pylône M3 (facette 19) (XS3 : marnage)	114 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
		201 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
	Mur-test (XS3 : embruns et éclaboussures)	2,5 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
		11 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
		24 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
		62 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
		150 mois	Initiation	Pas de désordre apparent lié à la corrosion. Pas de mesure de potentiels.
Volesvres	Appuis (XC4)	5 ans	Initiation	Pas de désordre lié à la corrosion.
	Hourdis (XC4)	5 ans	Initiation	Pas de désordre lié à la corrosion.

Structure Date de construction	Élément investigué (Classe d'exposition)	Âge des investigations	Phase d'initiation ou de propagation de la corrosion	État de corrosion
Loudéac	Piédroit (XC4)	2 ans	Initiation	Mesures électrochimiques : risque de corrosion négligeable à faible. Résistivité : valeurs normales pour un ciment CEM III non carbonaté en environnement humide. Potentiels : une seule zone anodique localisée, pas dans le premier lit d'armatures. Pas de désordre lié à la corrosion.
Structure maritime X	Élément témoin (XS3 : marnage)	2 ans	Initiation	Pas de désordre lié à la corrosion.
Structures entre 20 et 50 ans d'âge				
Quai des TCD	Joue de la dalle (XS3)	47 ans	Initiation	Zone saine. Potentiels : pas de zone anodique. Densité de courant : risque négligeable à faible. Résistivité : risque faible (RILEM).
	Intrados du mole sud (XS3)	51 ans	Initiation	Mesures électrochimiques : risque faible à modéré. Les gradients de potentiels ne mettent pas clairement en évidence de zone anodique. Les gradients localisés mesurés sur les armatures longitudinales sont cependant plus importants que ceux obtenus sur les armatures transversales et semblent donc indiquer un risque de corrosion plus grand. Les mesures de résistivité *in situ* sont comprises entre 50 et 100 kΩ·cm : risque faible de corrosion. e_{95-} = 20 mm ; e_{95+} = 48 mm Quelques éclats de béton, avec ou sans armatures corrodées, apparus entre 2003 et 2012.
Chateaubriand	Pile P11 (XS3 : embruns)	22 ans	Initiation	P11 : e_{95-} = 65 mm 2011 : « La fissuration des piles a peu évolué depuis la dernière inspection. » Absence de fissure de corrosion dans les zones investiguées.
	Piles P11 (embruns) et P12 (marnage et éclaboussures) (XS3)	25 ans	Initiation	P11 (embruns) : Potentiels : risque très faible. Résistivité : risque faible à modéré, voire négligeable. e_{95+} = 44 mm ; e_{95-} = 68 mm P12 (marnage) : Potentiels : pas de gradient significatif (à l'exception d'une zone). Résistivité : risque modéré. e_{95+} = 23 mm ; e_{95-} = 40 mm

La Vachette	Corniche (XF4)	34 ans	Propagation depuis 1996	2008 : nombreuses armatures apparentes corrodées, épaufrures de béton, écaillage et taches de rouilles. Causes : cycles de gel–dégel + pénétration de sels. 2018 : la pathologie affecte de plus en plus d'éléments, les armatures à nu présentent des réductions de section importantes et le béton s'altère de plus en plus profondément.
	Culée (XF4)	34 ans	Propagation rive gauche : depuis 1987 rive droite : depuis 1996	Potentiels/courants de densité/résistivité : - culée rive gauche : phase de propagation de la corrosion - corniche 28 amont : corrosion développée - extrémité de la corniche amont : pas de corrosion, pas de risque à court terme. 2008 : - C0 : importants éclats de béton et armatures corrodées apparentes à l'extrémité amont. - C3 : éclats de béton et armatures corrodées apparentes à l'extrémité amont. 2018 : forte détérioration, armatures apparentes. Cause : gel.
Ré	Pile Pb (XS3 : marnage) Face FC, exposée aux vents dominants et à l'ensoleillement	30 ans	Propagation pour Z3 depuis 2019 Initiation pour Z1 et Z2	Pour Z3, les valeurs de résistivité sont supérieures à 100 kΩ·cm, pouvant aller jusqu'à 200 kΩ·cm (pile Pb) : risque de corrosion négligeable à faible. Pour Z2, les valeurs de résistivité sont comprises entre 50 et 100 kΩ·cm : risque de corrosion faible à modéré. Pour Z1, les valeurs de résistivité sont comprises entre 10 et 50 kΩ·cm : risque de corrosion modéré à élevé. La cartographie des potentiels montre une possible zone anodique dans la partie supérieure gauche de Z3. Présence d'une zone singulière au niveau de la zone Z3 : les investigations montrent la présence de quelques armatures corrodées ainsi qu'une piqûre sur l'armature horizontale, ce qui confirme une phase de corrosion active. La zone Z3 (la plus haute de la zone de marnage) est la plus dégradée. 1 ou 2 fissures verticales dans les 3 zones. Pas d'armature apparente.
	Pile Ph (XS3 : marnage) Face FC, exposée aux vents dominants et à l'ensoleillement	30 ans	Propagation pour Z3 depuis 2019 Initiation pour Z1 et Z2	Pour Z3, les valeurs de résistivité sont supérieures à 100 kΩ·cm, pouvant atteindre 200 kΩ·cm (pile Pb) : risque de corrosion faible à négligeable. Pour Z2, les valeurs de résistivité sont comprises entre 50 et 100 kΩ·cm : risque de corrosion faible à modéré. Pour Z1, les valeurs de résistivité sont comprises entre 10 et 50 kΩ·cm : risque de corrosion modéré à élevé. La cartographie des potentiels de corrosion présente deux zones anodiques potentielles (parties droites et gauches). Pas d'autopsie réalisée. La zone Z3 (la plus élevée de la zone de marnage) est la plus dégradée. Environ dix fissures verticales dans la zone Z3. Éclats en haut à gauche de la zone Z3. Pas de désordre en Z1 et Z2.
	Pile Po (XS3 : marnage) Face FC, exposée aux vents dominants et à l'ensoleillement	30 ans	Propagation pour Z3 depuis 2019 Initiation pour Z1 et Z2	Pour Z3, les valeurs de résistivité sont supérieures à 100 kΩ·cm, pouvant atteindre 200 kΩ·cm (pile Pb) : risque de corrosion négligeable à faible. Pour Z2, les valeurs de résistivité sont comprises entre 50 et 100 kΩ·cm : risque de corrosion faible à modéré. Pour Z1, les mesures de résistivité sont comprises entre 10 et 50 kΩ·cm : risque de corrosion modéré à élevé. La cartographie des potentiels présente trois zones anodiques potentielles L'examen des fissures montre que les armatures sont saines. La zone Z3 (la plus haute de la zone de marnage) est la plus dégradée. Sept fissures verticales dans la zone Z3. Aucun désordre en zones Z1 et Z2.

Structure Date de construction	Élément investigué (Classe d'exposition)	Âge des investigations	Phase d'initiation ou de propagation de la corrosion	État de corrosion
St-Poncy	Piles (XF4)	31 ans	Propagation pour P3 depuis une date antérieure à 2019	2001 : piles P2 et P3, aucun désordre apparent lié au gel et/ou au sels de déverglaçage. 2019 : pied de pile P3, tout le pied de pile sonne creux au sondage au marteau, avec des traces de corrosion/écaillage du béton. Pied de pile P2, pas de désordre apparent lié au gel et/ou aux sels de déverglaçage.
Pirou	Piles (XF4)	28 ans	Initiation	Aucun désordre apparent qui pourrait être lié à de la corrosion des armatures de béton armé, ou à des cycles de gel–dégel sur le béton.
Structures de plus de 50 ans				
Bruche	Tablier (XC4 : zone corrodée)	66 ans (carbo *pars*) 70 ans (reste)	Propagation depuis 2000 t_{ini} = 53 ans	1988 : plusieurs sections apparentes d'aciers oxydés et points de rouille en intrados de dalle ; plusieurs épaufrures avec armatures partiellement dénudées et oxydées sur les flancs de la dalle où de l'eau ruisselle en permanence. Entre 1988 et 1996, les anomalies observées sur l'ouvrage n'ont pas montré d'évolution notable. Entre 1996 et 2001, les éclatements de béton se sont accentués et de nouveaux sont apparus. Corrosion due à un défaut d'enrobage.
	Tablier (XC4 : zone saine)	66 ans (Cl ; carbo *pars*) 70 ans (reste)	Initiation	Depuis l'inspection réalisée en 1988, de nombreux désordres ont été relevés. Ils se caractérisent principalement, au niveau du tablier, par des éclatements de béton, une corrosion des armatures sur les flancs de la dalle et en intrados, ainsi qu'un ruissellement sur les flancs. La dalle est globalement peu corrodée car enrobage moyen 40 mm (entre 20 et 70 mm !). Armatures corrodées à une date antérieure à 1988. e_{95-} = 38,3 mm
PI Blondel	Chevêtre (XC4)	51 ans	Initiation	Potentiels, densité de courant, résistivité : pas de signe de corrosion. Résistivité supérieure à 100 kΩ·cm. 1989 : quelques armatures corrodées sur le chevêtre.
	Hourdis (XC4)	51 ans	Initiation	Potentiels, densité de courant, résistivité : pas de signe de corrosion. Potentiel d'électrode inférieur à – 200 mV. Densité de courant inférieure à 0,1 µA/cm^2. Résistivité entre 10 et plus de 500 kΩ·cm. 1996 : éclatement, ragréages existants, ragréages avec éclats… Pas de désordre significatif. 2011 : quelques armatures apparentes corrodées, aciers principalement avec peu ou pas d'enrobage, quelques éclatements de béton. Les armatures transversales de l'intrados du tablier se trouvent dans la zone de béton carbonaté.

Pont X	Arc (naissance) (XS3)	60 ans	Propagation	Résistivité : risque de corrosion modéré ; valeurs correspondant à un béton humide et/ou riche en chlorures. Potentiels électrochimiques : probabilité modérée à forte de corrosion pour l'âme et le bandeau supérieur, faible pour le bandeau inférieur. Âme : e_{95+} = 39 mm ; e_{95-} = 43 mm. Bandeaux : e_{95+} = 52 mm ; e_{95-} = 69 mm. 2011 : épaufrures de béton sur l'arc amont, localisées en zone de marnage. 2015 : à l'extrados de l'arc, l'arête supérieure du bandeau est éclatée par la corrosion des armatures sur au moins 1,50 m de longueur et 20 cm de largeur. Plusieurs fissures sont notées sur la zone étudiée. Les fissures sont plus nombreuses, longitudinales et d'ouverture parfois millimétrique sur le bandeau inférieur de l'arc et se prolongent sur toute la zone de marnage.
Vallières	Arc (XF3) Sels de déverglaçage en provenance du hourdis (salage très fréquent)	92 ans	Initiation dans les zones investiguées	1974 : « montants avec fines fissures à la base rive gauche. Arc avec quelques cadres visibles en face aval ». Pas de rapport d'inspection antérieur. 1983 : ouvrage en assez bon état ; protection par béton projeté de l'arc rive gauche. 1988 : éclats avec armatures apparentes sur quelques poutres et piliers. 1993 : structure en état de détérioration. 1998 : éclats en rive droite. 2004 : ouvrage en assez mauvais état ; extension des désordres à l'ensemble des arcs. 2011 : ouvrage en mauvais état ; ouvrage classé en urgence 1. Potentiels électrochimiques/densités de courant/résistivité : - face supérieure du hourdis de l'arc, extrémité rive gauche. Aucune corrosion des armatures n'est décelée, ni aucun risque à court terme ; - face latérale de la nervure amont de l'arc, extrémité rive gauche. Aucune corrosion des armatures n'est décelée, ni aucun risque à court terme ; - face amont du poteau 1 de l'extrémité rive gauche. La corrosion est développée en partie basse de la zone. Cette corrosion était active au moment des mesures ; - face amont du poteau 1 de l'extrémité rive droite. La corrosion est développée en partie basse de la zone. Cette corrosion était active au moment des mesures. Béton en partie caverneux.
Boutiron	Arc (XC4, XF1)	107 ans	Initiation	Pas de désordre apparent à la naissance de l'arc, lieu des investigations.
Palais d'Iéna	(XC4)	80 ans	Initiation et propagation	Les bases de certaines colonnes sont très altérées, mettant parfois les armatures à nu. Quelques épaufrures sont visibles sur les éléments de structures en béton gris, parfois à l'emplacement d'anciennes réparations. Dans la plupart des cas, un défaut d'enrobage est constaté (épaufrures localisées au niveau des arêtes des poutres). La carbonatation n'atteint pas les aciers.
Bourse de Bordeaux	(XC4)	80 ans	Initiation	En 2000 : à l'intérieur du 4e étage, le plafond s'est effondré dans une des salles de conférences. De même qu'en extérieur, de nombreuses fissures et épaufrures sont présentes. La corrosion des armatures a provoqué d'importantes épaufrures. Les réparations effectuées lors d'une restauration précédente n'ont pas permis de limiter la corrosion des armatures.

Structure Date de construction	Élément investigué (Classe d'exposition)	Âge des investigations	Phase d'initiation ou de propagation de la corrosion	État de corrosion
Barrage de Vezins	Voûte ZIH 30 (XC4)	84 ans	Propagation	2016 : présence d'un enduit de ciment en surface. Constats occasionnels d'éclats de béton et d'armatures corrodées apparentes (là où les enrobages sont faibles) + réparations ponctuelles effectuées dans le passé. Résistivité : 326 kΩ·cm.
	Contrefort ZIB 30-31 (XC4)	84 ans	Initiation	2016 : pas de constat d'évolution au niveau des contreforts. Observations occasionnelles d'un plus grand nombre d'éclats de béton pour la voûte ; armatures corrodées apparentes au niveau des raidisseurs et des entretoises. Résistivité : 21 kΩ·cm. Présence localement de forts gradients de potentiels.
	V30 poutre centrale (XC4)	84 ans	Propagation	2016 : fissures essentiellement horizontales au niveau des âmes, avec calcite et stalactites. Fissures verticales le long de quelques étriers. Éclats de béton avec armatures apparentes au niveau du talon de poutre. Résistivité : entre 20 et 30 kΩ·cm.
	V2 poutre centrale (XC4)	84 ans	Propagation	2016 : fissures essentiellement horizontales au niveau des âmes, avec calcite et stalactites. Fissures verticales le long de quelques étriers. Éclats de béton avec armatures apparentes au niveau du talon de poutre avec armatures apparentes. Résistivité : entre 20 et 70 kΩ·cm.
	V12 poutre centrale (XC4)	84 ans	Initiation	Résistivité : < 20 kΩ·cm.

e_{moy} : enrobage moyen des premières armatures.

e_{95+} : valeur au-delà de laquelle se situent 95 % des valeurs d'enrobage.

e_{95-} : valeur en dessous de laquelle se situent 95 % des valeurs d'enrobage.

6. Étude de la carbonatation

6.1. Rappel du modèle de carbonatation

L'étude est basée sur le modèle de carbonatation développé dans le cadre du projet PerfDuB et du projet ANR associé MODEVIE, portés par l'Agence nationale de la Recherche (ANR) [Carcassès *et al.*, 2018].

La profondeur de carbonatation est modélisée par l'équation suivante :

$$x_c(t) = v_{nat}\, k_c\, k_{HR}\, (t_{eff})^p \qquad \text{[Équ. 2.2]}$$

où : $x_c(t)$ est la profondeur de carbonatation à l'instant t [mm]

v_{nat} est la vitesse de carbonatation naturelle [mm/an^{0,5}]

k_c est un facteur de cure. La valeur $k_c = 1$ est adoptée (cette valeur de 1 signifie que la cure est supposée optimale)

k_{HR} est un facteur climatique lié à l'humidité relative

$$k_{HR} = 1{,}1 \times \left[1 - \left(\frac{HR - HR_{crit}}{HR_{crit}}\right)^2\right] \qquad \text{[Équ. 2.3]}$$

avec HR_{crit} = humidité relative critique, prise égale à 50 % et HR = humidité relative moyenne sur le site de la structure [%].

L'équation [2.3] permet de prendre en compte le fait que la vitesse de carbonatation décroît lorsque HR descend en dessous du HR_{crit}, ce qui est plus réaliste que l'hypothèse retenue par le modèle *fib* [*fib*, 2006]. La valeur optimale de HR pour le développement de la carbonatation est comprise entre 50 % et 70 %. Une valeur sécuritaire de 50 % est prise en compte pour le début de la décroissance.

t_{eff} représente le temps effectif [an]

$$t_{eff} = k_{teff}\, t \qquad \text{[Équ. 2.4]}$$

$$k_{teff} = 1 - (1 + \beta_w)\,\text{ToW} \qquad \text{[Équ. 2.5]}$$

avec $\beta_w = 1{,}5$

et ToW = durée d'exposition à l'humidité = (nombre de jours de pluie par an avec une pluie > x mm)/365, en prenant pour x une valeur de 10 mm (considérée comme une valeur raisonnable pour la prise en compte de l'humidité)

p est le paramètre de puissance (généralement supposé égal à 0,5).

6.2. Prédiction de l'évolution de la profondeur de carbonatation

Ce paragraphe traite de la prédiction de la profondeur de carbonatation à un âge donné pour les structures investiguées.

La valeur de la vitesse de carbonatation naturelle v_{nat} peut être obtenue par analyse inverse à partir de l'équation [2.2] :

$$v_{nat} = \frac{x_c(t)}{k_c\, k_{HR}\, (t_{eff})^p} \qquad \text{[Équ. 2.6]}$$

où $x_c(t)$ représente la profondeur de carbonatation mesurée à l'âge t sur une structure en béton donnée.

En réintroduisant cette valeur calculée de v_{nat} dans l'équation [2.2], il est alors possible de prédire la valeur de pénétration du front de carbonatation dans ces structures à des âges ultérieurs :

- à 50 ans (spécification EN206) : $x_c(50a) = v_{nat}\, k_c\, k_{HR}\, (50\, k_{teff})^p$ [Équ. 2.7]
- à 100 ans (spécifications fasc.65) : $x_c(100a) = v_{nat}\, k_c\, k_{HR}\, (100\, k_{teff})^p$ [Équ. 2.8]

Les données climatiques et les paramètres utilisés dans la loi de carbonatation sont résumés dans le Tableau 2.135 pour une partie des structures investiguées.

À partir de ces données, les valeurs de v_{nat} obtenues par analyse inverse pour les mesures de carbonatation réalisées à l'âge t sont présentées au Tableau 2.136. Elles sont comprises entre 0,12 et 9,9 mm/an^{0,5}.

La profondeur de carbonatation à 50 et 100 ans peut alors être obtenue à partir des équations [2.7] et [2.8]. Les valeurs sont présentées dans le Tableau 2.137. L'attention est attirée sur le fait que ces mesures ne concernent que la phase d'initiation.

Tableau 2.135 – Données climatiques et paramètres de la loi de carbonatation.

Structure	Classe d'exposition	Données climatiques			Paramètres de la loi de carbonatation				
		HR [%]	Nombre de jours de pluie par an (R_r 10 mm)	ToW [–]	k_{HR} [–]	k_c [–]	p	β_w [–]	k_{teff} [–]
Quai des TCD 1964–1965	XC4/XS3	85	40	0,11	0,561	1	0,5	1,5	0,726
Chateaubriand 1987–1991	XC4/XS3	85	40	0,11	0,561	1	0,5	1,5	0,726
La Vachette 1984–1985 (corniche)	XF4	70	25	0,07	0,924	1	0,5	1,5	0,829
La Vachette 1984–1985 (culée)	XF4	70	25	0,07	0,924	1	0,5	1,5	0,829
St-Poncy 1988	XF4	73	15	0,04	0,867	1	0,5	1,5	0,897
Pirou 1991	XF4	73	15	0,04	0,867	1	0,5	1,5	0,897
Bruche 1947 (zone corrodée)	XC4	79	16	0,04	0,730	1	0,5	1,5	0,890
Bruche 1947 (zone saine)	XC4	79	16	0,04	0,730	1	0,5	1,5	0,890
Blondel 1964 (chevêtre)	XC4	56	19	0,05	1,084	1	0,5	1,5	0,870
Blondel 1964 (hourdis)	XC4	56	19	0,05	1,084	1	0,5	1,5	0,870
Vallières 1926 (nervure de l'arc)	XF3	72	34	0,09	0,887	1	0,5	1,5	0,767
Vallières 1926 (massif de l'arc)	XF3	72	34	0,09	0,887	1	0,5	1,5	0,767
Boutiron	XC4	73	20	0,05	0,867	1	0,5	1,5	0,863
Palais d'Iéna 1937	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Bourse de Bordeaux 1935–1938	XC4	81	31	0,08	0,677	1	0,5	1,5	0,788
Barrage de Vezins 1929–1932 (partie haute de la voûte)	XC4	80	20	0,05	0,704	1	0,5	1,5	0,863

BHP 2000 Melun M25CV-4 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M25-4 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M30CV-4 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M50CV-4 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M50-4 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M75FS-4 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M25CV-19 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M25-19 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M30CV- 19 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M50CV-19 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M50-19 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890
Melun M75FS-19 ans	XC4	76	16	0,04	0,803	1	0,5	1,5	0,890

HR : moyenne annuelle de l'humidité relative.

R_r = hauteur minimale de pluie prise en compte par la station météorologique la plus proche de la structure.

Tableau 2.136 – Calcul de v_{nat} pour les structures investiguées.

Structure	Classe d'exposition	Âge t des investigations et âge effectif t_{eff}		Mesures de carbonatation	Analyse inverse
		t [an]	t_{eff} [an]	$x_c(t)$ [mm]	v_{nat} [mm/an^p]
Quai des TCD 1964–1965	XC4 / XS3	51	37	1	0,29
Chateaubriand 1987–1991	XC4 / XS3	25	18	2,6	1,09
La Vachette 1984–1985 (corniche)	XF4	34	28	17	3,47
La Vachette 1984–1985 (culée)	XF4	34	28	14	2,85
St-Poncy 1988	XF4	31	28	20	4,37
Pirou 1991	XF4	28	25	4	0,92
Bruche 1947 (zone corrodée)	XC4	66	59	25	4,47
Bruche 1947 (zone saine)	XC4	70	62	30	5,21
Blondel 1964 (chevêtre)	XC4	51	44	35	4,85
Blondel 1964 (hourdis)	XC4	51	44	35	4,85
Vallières 1926 (nervure de l'arc)	XF3	92	71	36	4,83
Vallières 1926 (massif de l'arc)	XF3	92	71	45	6,04
Boutiron 1913	XC4	107	92	1	0,12
Palais d'Iéna 1937	XC4	80	71	32	4,72

Structure	Classe d'exposition	Âge t des investigations et âge effectif t_{eff}		Mesures de carbonatation	Analyse inverse
		t [an]	t_{eff} [an]	$x_c(t)$ [mm]	v_{nat} [mm/an^p]
Bourse de Bordeaux 1935–1938 (mur)	XC4	80	63	50	9,30
Bourse de Bordeaux 1935–1938 (colonnes)	XC4	80	63	15	2,79
Barrage de Vezins 1929–1932 (partie haute de la voûte)	XC4	86	72	19	3,17
BHP 2000 Melun M25CV-4 ans	XC4	4	4	15	9,90
Melun M25-4 ans	XC4	4	4	10	6,60
Melun M30CV-4 ans	XC4	4	4	7	4,62
Melun M50CV-4 ans	XC4	4	4	2,5	1,65
Melun M50-4 ans	XC4	4	4	0,5	0,33
Melun M75FS-4 ans	XC4	4	4	1	0,66
Melun M25CV-19 ans	XC4	19	17	21	6,36
Melun M25-19 ans	XC4	19	17	16	4,85
Melun M30CV-19 ans	XC4	19	17	10	3,03
Melun M50CV-19 ans	XC4	19	17	5	1,51
Melun M50-19 ans	XC4	19	17	1	0,30
Melun M75FS-19 ans	XC4	19	17	1	0,30

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Tableau 2.137 – Prédiction des valeurs de profondeur de carbonatation à différentes échéances.

Structure	Classe d'exposition	Âge des investigations t [ans]	x_c		
			mesure [mm]	prédiction à 50 ans [mm]	prédiction à 100 ans [mm]
La Vachette (corniche) 1985	XF4	34	17	21	29
La Vachette (culée) 1984	XF4	34	14	17	24
St-Poncy 1988	XF4	31	20	25	36
Pirou 1991	XF4	28	4	5	8
Bruche 1947 (zone corrodée)	XC4	66	25	22	31
Bruche 1947 (zone saine)	XC4	70	30	25	36
Blondel 1964 (chevêtre)	XC4	51	35	35	49
Blondel 1964 (hourdis)	XC4	51	35	35	49

Vallières 1926 (nervure de l'arc)	XF3	92	36	27	38
Vallières 1926 (massif de l'arc)	XF3	92	45	33	47
Boutiron 1913	XC4	107	1	1	1
Palais d'Iéna 1937	XC4	80	32	25	36
Bourse de Bordeaux 1937 (mur)	XC4	80	50	40	56
Bourse de Bordeaux 1937 (colonnes)	XC4	80	15	12	17
Barrage de Vezins 1929–1932 (partie haute de la voûte)	XC4	86	19	15	21
Melun M25CV-19 ans	XC4	19	21	34	48
Melun M25-19 ans	XC4	19	16	26	37
Melun M30CV-19 ans	XC4	19	10	16	23
Melun M50CV-19 ans	XC4	19	5	8	11
Melun M50-19 ans	XC4	19	1	2	2
Melun M75FS-19 ans	XC4	19	1	2	2

Mesure de x_c : mesure réalisée à l'âge des investigations.

Prédiction de x_c à 50 ans : profondeur de carbonatation calculée pour un âge de 50 ans.

Prédiction de x_c à 100 ans : profondeur de carbonatation calculée pour un âge de 100 ans.

Les valeurs de x_c calculées sont liées à la phase d'initiation.

Nom de la structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de la structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Nota : le pont Boutiron présente une profondeur de carbonatation qui est étonnamment très basse.

6.3. Comparaison des temps d'initiation de la corrosion pour les enrobages théoriques et les enrobages moyens réels

En inversant l'équation [2.2], et en utilisant la valeur de v_{nat} obtenue à partir de l'équation [2.6], il est possible de calculer :

- le temps t nécessaire à la carbonatation pour atteindre une profondeur donnée x_c [Équ. 2.9] ;
- le temps t_{ini} nécessaire à la carbonatation pour atteindre les armatures, ce qui correspond au temps d'initiation [Équ. 2.10], où $c_{min,dur}$ représente l'enrobage théorique de l'armature pour une durée d'utilisation de projet donnée.

$$t = \frac{1}{k_{teff}} \left(\frac{x_c(t)}{k_c k_{HR} v_{nat}} \right)^{1/p} \qquad \text{[Équ. 2.9]}$$

$$t_{ini} = \frac{1}{k_{teff}} \left(\frac{c_{min,dur}}{k_c k_{HR} v_{nat}} \right)^{1/p} \qquad \text{[Équ. 2.10]}$$

Les valeurs calculées pour t_{ini} sont présentées dans le Tableau 2.138.

Tableau 2.138 – Durée d'initiation de la corrosion pour une durée d'utilisation de projet (DUP) de 50 ans, de 100 ans et associée à l'enrobage moyen réel.

Structure	Classe d'exposition	Enrobage théorique pour 50 ans		Enrobage théorique pour 100 ans		Enrobage moyen réel	Calcul x_c mesuré	Calcul x_c 50a	Calcul x_c 100a	Calcul t_{ini} ($c_{min,dur}$) pour une DUP de 50a	Calcul t_{ini} ($c_{min,dur}$) pour une DUP de 100a	Calcul t_{ini} (enrobage moyen réel)
		$c_{min,dur}$ [mm]	Classe structurale	$c_{min,dur}$ [mm]	Classe structurale	mm	mm	mm	mm	[an]	[an]	an
La Vachette (corniche)	XF4	45	S4	55	S6	40	17	21	29	238	356	188
La Vachette (culée)	XF4	45	S4	55	S6	36	14	17	24	351	525	225
St-Poncy	XF4	45	S4	55	S6	30	20	25	36	157	234	70
Pirou	XF4	35	S2	45	S4	30	4	5	8	> 500	> 500	> 500
Bruche (zone corrodée)	XC4	25	S3	35	S5	41	25	22	31	66	129	178
Bruche (zone saine)	XC4	25	S3	35	S5	41	30	25	36	49	95	131
Blondel (chevêtre)	XC4	30	S4	40	S6	60	35	35	49	37	67	150
Blondel (hourdis)	XC4	30	S4	40	S6	26	35	35	49	37	67	28
Vallières (nervure de l'arc)	XF3	30	S4	40	S6	27	36	27	38	64	114	52
Vallières (massif de l'arc)	XF3	30	S4	40	S6	–	45	33	47	41	73	
Boutiron	XC4	25	S3	35	S5	40	1	1	1	> 500	> 500	
Palais d'Iéna	XC4	30	S4	40	S6	35	32	25	36	70	125	96
Bourse de Bordeaux (mur)	XC4	30	S4	40	S6	20	50	40	56	29	51	13
Bourse de Bordeaux (colonnes)	XC4	30	S4	40	S6	45	15	12	17	320	> 500	> 500
Barrage de Vezins (partie haute de la voûte)	XC4	30	S4	40	S6	39	19	15	21	209	372	354

Melun M25CV-19 ans	XC4	30	S4	40	S6	30	21	34	48	39	69	39
Melun M25-19 ans	XC4	30	S4	40	S6	30	16	26	37	67	119	67
Melun M30CV-19 ans	XC4	30	S4	40	S6	30	10	16	23	171	304	171
Melun M50CV-19 ans	XC4	25	S3	35	S5	30	5	8	11	475	> 500	> 500
Melun M50-19 ans	XC4	20	S2	30	S4	30	1	2	2	> 500	> 500	> 500
Melun M75FS-19 ans	XC4	20	S2	30	S4	30	1	2	2	> 500	> 500	> 500

Classe structurale : classe structurale selon les Eurocodes, obtenue en prenant en compte la véritable résistance en compression.

a : ans

DUP : durée d'utilisation de projet.

Case jaune : valeur non pertinente, due à une mesure de profondeur de carbonatation x_c trop faible.

t_{ini} ($c_{min,dur}$) est le temps nécessaire à la carbonatation pour atteindre l'enrobage théorique lié à la durée d'utilisation de projet, il correspond au temps d'initiation.

t_{ini} (enrobage moyen réel) est le temps nécessaire à la carbonatation pour atteindre l'enrobage moyen de la structure investiguée.

Quelques valeurs de t_{ini} semblent très faibles par rapport au niveau de corrosion de la structure. Ce point est dû au fait que le temps de propagation n'est pas pris en compte dans cette approche.

La dispersion des valeurs obtenues pour la Bourse de Bordeaux peut être due à des différences dans les conditions d'exposition.

D'autres valeurs (cases jaunes) de t_{ini} sont très élevées et sont identifiées « > 500 ». Elles découlent de faibles valeurs de carbonatation mesurées sur les structures, qui sont mal prises en compte par la modélisation.

On peut alors estimer différents niveaux de sécurité basés sur le temps d'initiation de la corrosion :

- t_{ini} (enrobage moyen réel) > âge de la structure investiguée (pour les structures dont l'âge est inférieur à la durée d'utilisation de projet) ;
- t_{ini} (DUP 50 ans) > 50 ans ;
- t_{ini} (DUP 100 ans) > 100 ans.

Ces critères correspondent à l'obtention d'une profondeur de carbonatation plus faible que l'enrobage associé à la durée d'utilisation de projet, pour les structures dont l'âge est plus faible que la durée d'utilisation de projet. Les cases rouges du Tableau 2.139 correspondent à des structures pour lesquelles l'application de ces critères conduit à un résultat non sécuritaire.

Tableau 2.139 – Niveaux de sécurité.

Structure	Classe d'exposition	Âge [an]	Modélisation			Niveau de sécurité		
			t_{ini}			t_{ini}		
			(enrobage réel)	(DUP 50 ans)	(DUP 100 ans)	(enrobage moyen réel) > âge de la structure	(DUP 50a) > 50a	(DUP 100a) > 100a
La Vachette (corniche)	XF4	34	188	238	356	oui	oui	oui
La Vachette (culée)	XF4	34	225	351	525	oui	oui	oui
St-Poncy	XF4	31	70	157	234	oui	oui	oui
Pirou	XF4	28	> 500	> 500	> 500	oui	oui	oui
Bruche (zone corrodée)	XC4	66	178	66	129	oui	oui (1)	oui (1)
Bruche (zone saine)	XC4	70	131	49	95	oui	non	non
Blondel (chevêtre)	XC4	51	150	37	67	oui	non	non
Blondel (hourdis)	XC4	51	28	37	67	non (3)	non (2)	non (2)
Vallières (nervure de l'arc)	XF3	92	52	64	114	non (3)	oui	oui
Vallières (massif de l'arc)	XF3	92	–	41	73	–	non	non
Boutiron	XC4	107	–	> 500	> 500	–	oui	oui
Palais d'Iéna	XC4	80	96	70	125	oui	oui	oui
Bourse de Bordeaux (mur)	XC4	80	13	29	51	non	non	non
Bourse de Bordeaux (colonnes)	XC4	80	720	320	569	oui	oui	oui
Barrage de Vezins (partie haute de la voûte)	XC4	86	354	209	372	oui	oui	oui

Melun M25CV-19a	XC4	19	39	39	69	oui	non	non
Melun M25-19a	XC4	19	67	67	119	oui	oui	oui
Melun M30CV-19a	XC4	19	171	171	304	oui	oui	oui
Melun M50CV-19a	XC4	19	684	475	931	oui	oui	oui
Melun M50-19a	XC4	19	> 500	> 500	> 500	oui	oui	oui
Melun M75FS-19a	XC4	19	> 500	> 500	> 500	oui	oui	oui

a = ans.

Case jaune : valeurs non pertinentes dues à des valeurs de profondeurs de carbonatation mesurées x_c trop faibles, ce qui empêche la prédiction d'une valeur fiable pour t_{ini} avec le modèle retenu.

Case orange : quasi sécuritaire.

Case rouge : non sécuritaire.

DUP : durée d'utilisation de projet ; t_{ini} (DUP 50ans) représente la durée nécessaire pour que la carbonatation atteigne l'enrobage théorique associé à une DUP de 50 ans.

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

(1) Quelques enrobages insuffisants localisés.

(2) Etat de développement de la corrosion intermédiaire : la corrosion n'est pas suffisamment avancée pour générer des désordres visibles au niveau de la structure.

(3) Temps d'initiation trop lent par rapport à la DUP de la structure.

6.4. Lien avec les indicateurs de durabilité

Le Tableau 2.140 résume les valeurs obtenues pour les indicateurs de durabilité à l'âge des investigations des structures étudiées. Les cases rouges correspondent à des valeurs non sécuritaires par rapport aux règles actuelles du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017].

Tableau 2.140 – Indicateurs de durabilité.

			Modélisation	Indicateurs mesurés à l'âge t			
Structure	Classe d'exposition	t [an]	v_{nat} [mm/a^p]	v_{acc} [mm/j^p]	k_{gaz} [10^{-18} m^2]	Porosité [%]	Résistivité [Ω·m]
La Vachette (corniche)	XF4	34	3,47		150	14,0	
La Vachette (culée)	XF4	34	2,85	1,19	250	13,5	
St-Poncy	XF4	31	4,37	2,13	646	16,7	38
Bruche (zone corrodée)	XC4	66	4,47	1,44	300	14,2	
Bruche (zone saine)	XC4	70	5,21			14,7	
Blondel (chevêtre)	XC4	51	4,85	1,55	600	17,7	
Blondel (hourdis)	XC4	51	4,85		200	13,2	
Vallières (nervure de l'arc)	XF3	92	4,83		700	20,1	31
Boutiron	XC4	107	0,12		224	16,4	37
Palais d'Iéna	XC4	80	4,72		805	18,5	
Bourse de Bordeaux (mur)	XC4	80	9,30		607	13,0	
Bourse de Bordeaux (colonnes)	XC4	80	2,79		607	13,0	
Barrage de Vezins (partie haute de la voûte)	XC4	86	3,17			21,2	25
Melun M25CV-19a	XC4	19	6,36		206	15,7	
Melun M25-19a	XC4	19	4,85		978	16,1	
Melun M30CV-19a	XC4	19	3,03		54	12,8	
Melun M50CV-19a	XC4	19	1,51		89	15,0	
Melun M50-19a	XC4	19	0,30		69	14,7	
Melun M75FS-19a	XC4	19	0,30		167	10,0	

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Case orange : valeur proche du seuil du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017].

Case rouge : valeur dépassant le seuil du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017].

Les règles spécifiées par le fascicule 65 (pour 100 ans et pour une classe structurale S6) [Fascicule 65, 2017] sont rappelées dans le Tableau 2.141.

Tableau 2.141 – Seuils des indicateurs de durabilité du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017].

	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Porosité [%]	15,5	15,5	15	14,5	14	14	13
k_{gaz} [10^{-18} m²]	–	–	200	200	–	–	200
D_{rcm} [10^{-12} m²/s]	–	–	–	–	7	7	3,5

À partir des valeurs de vitesse de carbonatation présentées dans le Tableau 2.140, il est possible de calculer le ratio entre vitesse de carbonatation naturelle et vitesse de carbonatation accélérée (Tableau 2.142) pour une partie des structures investiguées. Il n'est en effet pas possible d'analyser les structures pour lesquelles des valeurs nulles ou très faibles de profondeur de carbonatation ont été obtenues à l'issue des essais accélérés. Le ratio moyen de 2,7 ainsi obtenu est cohérent avec le ratio de 3,0 obtenu à partir de l'étude des 42 bétons de laboratoire (voir résultats GT3).

Tableau 2.142 – Valeurs du ratio v_{nat}/v_{acc} obtenues sur les structures investiguées.

Structure	v_{nat} [mm/an^p] calculée	v_{acc} [mm/jour^p] mesurée	Ratio v_{nat}/v_{acc} [jour^p/an^p]
La Vachette (culée)	2,85	1,19	2,4
St-Poncy	4,37	2,13	2,1
Bruche (zone corrodée)	4,47	1,44	3,1
Blondel (chevêtre)	4,85	1,55	3,1
		moyenne	2,7

Les données obtenues pour les structures en phase de propagation de la corrosion sont présentées dans le Tableau 2.143.

Tableau 2.143 – Indicateurs de durabilité des structures en phase de propagation de la corrosion.

Structure	Âge [an]	DUP visée 50 ans		DUP visée 100 ans		Origine de la corrosion
		Porosité [%]	k_{gaz} [10^{-18} m²]	Porosité [%]	k_{gaz} [10^{-18} m²]	
La Vachette (corniche)	34	< 14,0	< 150			Cycles gel–dégel avec sels
La Vachette (culée)	34	< 13,5	< 250			
St-Poncy	31	< 16,7	< 646			
Bruche (zone corrodée)	66	< 14,2	< 300			Enrobage insuffisant
Vallières (nervure de l'arc)	92			< 20,1	< 700	Valeur de porosité élevée
Palais d'Iéna	80	< 18,5	< 805	< 18,5	< 805	Enrobage insuffisant
Barrage de Vezins	86	< 21,2		< 21,2		

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Les valeurs des indicateurs de durabilité associées à des structures corrodées sont présentées dans la colonne « DUP visée 50 ans » lorsque l'âge de la structure est inférieur à 50 ans ou proche de 50 ans (voir pont sur la Bruche, corrodé). Les valeurs obtenues pour les nervures de l'arc de Vallières, 92 ans d'âge, sont considérées comme compatibles avec une DUP de 100 ans. Le palais d'Iéna et le barrage de Vezins, avec leurs 80 et 86 ans, étant intermédiaires entre les deux DUP considérées, les valeurs associées sont présentées dans les deux colonnes concernées.

La corrosion observée sur le pont des Vallières est liée à une valeur de porosité élevée. Pour les autres structures, la corrosion est principalement due à un enrobage insuffisant des armatures ou à la présence de cycles de gel–dégel avec sels, ce qui fait qu'il est difficile de conclure quant aux valeurs des indicateurs de durabilité mesurées.

Les valeurs des indicateurs de durabilité obtenues pour les structures saines sont présentées dans le Tableau 2.144. Ces valeurs doivent être considérées comme des valeurs suffisantes (mais non nécessaires) pour l'obtention de structures saines pour les enrobages pris en compte.

Tableau 2.144 – Indicateurs de durabilité des structures saines.

Structure	Âge [an]	DUP 50 ans		DUP 100 ans	
		Porosité [%]	k_{gaz} [10^{-18} m^2]	Porosité [%]	k_{gaz} [10^{-18} m^2]
Bruche (zone saine)	70	> 14,7		> 14,7	
Blondel (chevêtre)	51	> 17,7	> 600		
Blondel (hourdis)	51	> 13,2	> 200		
Boutiron	107	> 16,4	> 224	> 16,4	> 224
Bourse de Bordeaux	80	> 13,0	> 607	> 13,0	> 607

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Les valeurs des indicateurs de durabilité associées aux structures saines sont présentées dans la colonne « DUP 50 ans » lorsque l'âge de la structure est supérieur à 50 ans. Si l'âge de la structure est proche de 100 ans, la colonne « DUP 100 ans » est également complétée. Le pont sur la Bruche (zone saine) a été pris en considération pour la DUP de 100 ans du fait que le calcul de son t_{ini} montre un niveau de sécurité quasi sécuritaire (en se basant sur la seule phase d'initiation, voir Tableau 2.139).

Ces valeurs doivent être considérées comme des valeurs suffisantes (mais non nécessaires) pour l'obtention de structures saines pour les enrobages pris en compte.

Il a été noté pour de nombreuses structures anciennes que la perméabilité aux gaz pouvait atteindre des valeurs très élevées, telles que 2 000 ou 3 000×10^{-18} m^2. Ceci peut s'expliquer par le fait que les bétons anciens peuvent contenir des microfissures ou une fine fissure unique générant des fuites d'air à travers le béton testé. Le résultat d'essai n'est alors pas représentatif de la mesure de la perméabilité aux gaz du matériau. On constate également que, lorsque l'on prélève trois carottes proches issues d'une même zone, les résultats présentent une grande dispersion. Cet indicateur semble ainsi difficile à interpréter pour les bétons anciens, ce qui jette un doute sur la possibilité d'établir une corrélation entre les mesures réalisées pour l'indicateur k_{gaz} sur un béton jeune et sur le même béton à un âge plus avancé.

6.5. À propos de la puissance utilisée dans la loi de carbonatation

Il est possible de tester la valeur du paramètre de puissance p, généralement supposé égal à 0,5, à partir des mesures réalisées sur les structures.

À partir de l'équation 2.2, la valeur du paramètre de puissance p peut être obtenue :

$$p = \frac{\ln\left(\frac{x_c(t)}{k_c k_{HR} v_{nat}}\right)}{\ln t_{eff}} \qquad \text{[Équ. 2.11]}$$

En considérant les structures pour lesquelles la vitesse de carbonatation accélérée (v_{acc}) a été mesurée à l'âge des investigations, il est possible de calculer la vitesse de carbonatation naturelle (v_{nat}) en utilisant la relation obtenue pour les 42 bétons des laboratoires (cf. Figure 2.106).

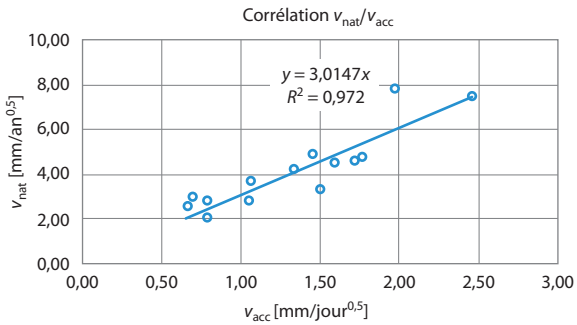


Figure 2.106 – Relation expérimentale entre v_{nat} et v_{acc}.

Il est alors possible, à partir de l'équation [2.11], de calculer la valeur de p (cf. Tableau 2.145). Les valeurs ainsi obtenues sont comprises entre 0,38 et 0,55, avec une moyenne de 0,48, ce qui est cohérent avec la valeur de 0,50 habituellement admise.

Tableau 2.145 – Calcul du paramètre de puissance p (valeurs mesurées : v_{acc}, $x_c(t)$; valeurs calculées : v_{nat}, p, $x_c(t)$ pour p = 0,5).

	Vitesse de carbonatation		Mesures de carbonatation		Paramètres de modélisation			Loi de puissance	Calcul avec $p = 0{,}5$
	v_{acc} [mm/j^{0,5}]	v_{nat} [mm/a^{0,5}]	Âge [an]	$x_c(t)$ [mm]	k_{HR}	k_c	k_{teff}	p	$x_c(t)$
La Vachette (chevêtre)	1,19	3,65	34	17	0,92	1	0,83	**0,48**	18
La Vachette (culée)	1,19	3,65	34	14	0,92	1	0,83	**0,43**	18
St-Poncy	2,13	6,53	31	20	0,87	1	0,90	**0,38**	30
Bruche (zone corrodée)	1,44	4,42	66	25	0,73	1	0,89	**0,50**	25
Bruche (zone saine)	1,44	4,42	66	30	0,73	1	0,89	**0,55**	25
Blondel	1,55	4,75	47	35	1,08	1	0,87	**0,52**	33

Les valeurs théoriques de profondeur de carbonatation obtenues avec $p = 0{,}5$ à l'âge des investigations (dernière colonne) sont cohérentes avec les valeurs mesurées (cinquième colonne x_c).

Une autre approche peut être testée au moyen de l'équation [2.2].

En considérant v_{nat} constante, le paramètre de puissance peut être déduit de l'équation suivante à partir de la connaissance des valeurs de profondeurs de carbonatation obtenues sur la structure investiguée pour deux échéances t_1 et t_2.

$$p_1 = \frac{\ln \frac{x_c(t_1)}{x_c(t_2)}}{\ln \frac{t_1}{t_2}} \qquad \text{[Équ. 2.12]}$$

Les valeurs calculées pour p_1 sont présentées dans le Tableau 2.146. Elles sont comprises entre 0,22 et 0,44, avec une valeur moyenne de 0,33, ce qui n'est pas cohérent avec la valeur généralement admise de 0,50. Cette approche a uniquement été testée sur les blocs BHP 2000 de l'Île-de-France (site de Melun), du fait qu'elle nécessite des mesures de profondeurs de carbonatation à deux échéances différentes.

Tableau 2.146 – Calcul du paramètre de puissance p_1.

BHP 2000 site de Melun	Mesures de carbonatation				Loi de puissance
	Âge [an]	$x_c(t)$ [mm]	Âge [an]	$x_c(t)$ [mm]	p_1
Melun M25CV	4	15	19	21	0,22
Melun M25	4	10	19	16	0,30
Melun M30CV	4	7	19	10	0,23
Melun M50CV	4	2,5	19	5	0,44
Melun M50	4	0,5	19	1	0,44
Melun M75FS	4	1	19	1	0,00
				moyenne	0,33

En considérant un paramètre additif k_c' lié à l'impact de la cure sur la peau du béton, l'équation [2.2] peut être réécrite comme suit :

$$x_c(t) = k_c' + v'_{nat}\, k_{HR}\, (t_{eff})^p \qquad \text{[Équ. 2.13]}$$

D'où l'on déduit :

$$k_c' = \frac{x_c(t_1) - x_c(t_2)\left(\frac{t_1}{t_2}\right)^p}{1 - \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^p} \qquad \text{[Équ. 2.14]}$$

Les valeurs de k_c' obtenues pour $p = 0{,}50$ sont présentées dans la dernière colonne du Tableau 2.147.

Tableau 2.147 – Calculs du paramètre de cure k_c'.

BHP 2000 site de Melun	Mesures de carbonatation				Paramètre de cure
	Âge [an]	$x_c(t)$ [mm]	Âge [an]	$x_c(t)$ [mm]	k_c' [mm]
Melun M25CV	4	15	19	21	9,9
Melun M25	4	10	19	16	4,9
Melun M30CV	4	7	19	10	4,5
Melun M50CV	4	2,5	19	5	0,4
Melun M50	4	0,5	19	1	0,1

Les valeurs de k_c' sont comprises entre 0 et 10 mm. Dans ce cas, v_{nat}' serait plus faible que la valeur de v_{nat} estimée à partir de la dernière mesure de profondeur de carbonatation.

6.6. Principaux résultats sur la carbonatation

Les principales conclusions relatives à l'étude de la carbonatation des structures investiguées sont présentées ci-dessous.

Les valeurs suivantes (Tableau 2.148) peuvent être considérées comme des valeurs suffisantes (mais non nécessaires) pour obtenir des structures saines pour les valeurs d'enrobages concernées.

Tableau 2.148 – Indicateurs de durabilité mesurés sur structures saines (v_{acc} est obtenue à partir des mesures de v_{nat} par modélisation : $v_{acc} = v_{nat}/3{,}0147$ cf. §6.5 et valeurs du Tableau 2.140).

	Porosité [%]	k_{gaz} [10^{-18} m^2]	v_{nat} [mm/an^p]	v_{acc} [mm/jour^p]
DUP 50 ans	13,0–17,7	200–607	0,12–9,30	0,04–3,08
DUP 100 ans	13,0–16,4	224–607	0,12–9,30	0,04–3,08

Les ratios entre vitesse de carbonatation naturelle et vitesse de carbonatation accélérée (v_{nat}/v_{acc}) obtenus sur les structures investiguées sont compris entre 2,1 et 3,1, avec une valeur moyenne de 2,7. Cette valeur est cohérente avec celle obtenue à partir de l'étude des 42 bétons de laboratoire (valeur moyenne de 3,0).

Les données expérimentales sont cohérentes avec une loi de carbonatation ayant une valeur de 0,5 pour le paramètre de puissance p.

L'utilisation de k_c comme facteur multiplicatif n'est pas cohérente avec une partie des mesures. Un terme additif, lié à l'impact de la cure sur la peau du béton, pourrait être plus approprié. Dans ce cas, le paramètre de puissance p devrait être abaissé.

7. Analyse des chlorures

7.1. Rappel du modèle de pénétration des chlorures

L'analyse est basée sur le modèle de pénétration des ions chlorure développé dans le cadre du projet PerfDuB et le projet associé MODEVIE porté par l'Agence nationale de la Recherche (ANR) [Carcassès *et al.*, 2018]. Ce modèle est basé sur l'équation suivante (bulletin *fib* n°34) [*fib*, 2006] :

$$C(x,t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0)\left[1 - \mathrm{erf}\left(\frac{c - \Delta x}{2\sqrt{D_{app}(t)\,t}}\right)\right] \qquad \text{[Équ. 2.15]}$$

où : C_0 est la teneur initiale en chlorures

$C_{s,\Delta x}$ représente la teneur en chlorures, à la profondeur Δx, associée à la valeur de chlorures de surface

erf est la fonction erreur

Δx est la profondeur de la zone de convection

D_{app} est le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure.

7.2. Détermination de D_{app} à partir des profils de chlorures mesurés

La valeur du coefficient de diffusion apparent des ions chlorure D_{app} est obtenue à partir des profils de chlorures pour les structures étudiées à l'âge des investigations (chlorures libres et totaux, si disponibles). Les valeurs sont calées sur une loi de diffusion théorique (voir par exemple la Figure 2.107 correspondant au bloc de béton M75FS, BHP 2000, La Rochelle, pour les chlorures totaux). La courbe de régression ainsi obtenue (en excluant la zone de convection) permet de déterminer la valeur du paramètre C_s (concentration des chlorures en surface) et D_{app}.

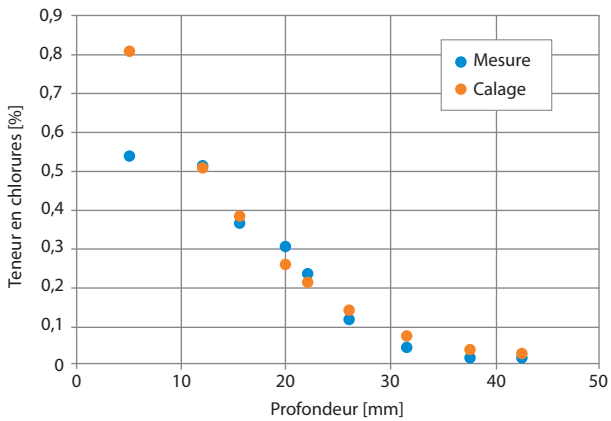


Figure 2.107 – Calage des données avec une loi de diffusion des chlorures (BHP 2000, La Rochelle, M75FS – chlorures totaux).

7.3. Comparaison entre D_{app} et D_{rcm}

Il convient tout d'abord de rappeler que D_{app} et D_{rcm} n'ont pas la même signification :

- D_{app} est un coefficient de diffusion apparent, « moyenné » sur une période donnée, obtenu par calage d'une courbe de pénétration des ions chlorure ;
- D_{rcm} représente le coefficient de migration instantané du béton à un âge donné.

Il en résulte que le terme « comparaison » n'est pas complètement approprié. Le présent paragraphe présentera donc essentiellement une synthèse de l'ensemble des données obtenues pour $D_{app}(t)$ et $D_{rcm}(t)$.

Les Tableaux 2.149 et 2.150 présentent une synthèse des principaux résultats obtenus pour les structures investiguées :

- type de chlorures (libres ou totaux) ;
- teneur en chlorures en surface C_s, obtenue à partir du calage des courbes de profils ;
- coefficient de diffusion apparent des ions chlorure D_{app}, obtenu par calage des courbes de profils sans prise en compte de la zone de convection, ce qui peut conduire à sous-estimer la valeur dans certains cas ;
- coefficient de migration apparent D_{rcm}, obtenu par un essai accéléré de migration.

Tableau 2.149 – Teneurs en chlorures en surface et coefficients de diffusion des chlorures.

Structure	Âge [an]	Classe d'exposition	Ajout ou liant	Chlorures	C_s [% b]	C_s [% l]	D_{app} [10^{-12} m²/s]	D_{rcm,t_0} [10^{-12} m²/s]	$D_{rcm,t}$ [10^{-12} m²/s]
BHP 2000 La Rochelle	19	XS3, marnage		Mode op. LCPC	0,50	–	4,8	30	–
			CV		0,31	–	4,2	9,5	–
			CV		0,44	–	1,1	1,7	–
					0,51	–	2,0	8,7	–
			CV		0,60	–	0,39	1,8	–
					0,56	–	1,4	5,6	–
			FS		1,05	–	0,24	0,8	–
			FS		1,20	–	0,21	0,3	–
			FS		0,80	–	0,15	0,04	–
Ré	30	XS3, marnage	CEM II/B (10 % laitier)	Libres	0,41	–	0,23	–	8,5
					0,25	–	0,29	–	
					0,23	–	0,37	–	
					0,47	–	0,54	–	8,7
					0,46	–	0,23	–	
					0,24	–	0,31	–	
					0,36	–	0,41	–	15
					0,26	–	0,27	–	
					0,18	–	0,63	–	

Structure	Âge [an]	Classe d'exposition	Ajout ou liant	Chlorures	C_s [% b]	C_s [% l]	D_{app} [10^{-12} m²/s]	D_{rcm,t_0} [10^{-12} m²/s]	$D_{rcm,t}$ [10^{-12} m²/s]
Pirou	28	XF4	CEM I	Libres	–	1,30	0,17	–	9,4
					–	1,40	0,18	–	
					–	1,10	0,095	–	
St-Poncy	31	XF4	CEM I	Libres	–	5,80	0,41	–	41
					–	4,10	0,25	–	
					–	1,50	0,15	–	
Chateaubriand	25	XS3, marnage	CEM I PM	Totaux	0,14	–	1,8	–	29
		XS3, éclaboussures			0,053	–	1,4	–	
		XS3, embruns			–	–	–	–	
	22	XS3, marnage		Libres	0,07	–	1,1	–	–

C_s [% b] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du béton.

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Tableau 2.150 – Teneurs en chlorures en surface et coefficient de diffusion des ions chlorure.

Structure	Âge [an]	Classe d'exposition	Liant	Chlorures	C_s [% b]	C_s [% l]	D_{app} [10^{-12} m²/s]	D_{rcm,t_0} [10^{-12} m²/s]	$D_{rcm,t}$ [10^{-12} m²/s]
Pont X	60	XS3		Libres	0,70	–	0,19	–	10
				Totaux	1,20	–	0,13	–	
La Vachette	34	XF4	CEM I	Libres	0,05	–	0,2	–	28
					0,05	–	0,3	–	–
					0,03	–	0,8	–	
Vallières	92	XF3	CEM I	Libres	0,21	–	–0,44	–	97
					0,18	–	0,21	–	
					0,32	–	0,25	–	
Quai des TCD	51	XS3	CEM I	Totaux	0,26	–	0,19	–	2,3
					0,19	–	0,21	–	
Vasco de Gama	17,75	XS3	CEM I + CV (18 %)	Libres	–	8,00	0,13	3,4	0,16
					–	6,00	0,11		
				Totaux	–	9,30	0,23		
					–	7,50	0,17		
			CEM IV (25 % CV)	Libres	–	4,20	0,15	0,52	0,3
				Totaux	–	5,20	0,32		

Rion-Antirion	12,5	XS3	CEM III/A PM ES	Libres	1,10	–	0,42	0,86	0,37
				Totaux	1,20	–	0,46		
	9	XS2		Libres	0,28	–	0,59	0,86	0,4
				Totaux	0,36	–	0,59		
	3,75	XS3		Libres	1,40	–	0,12	0,86	0,49
					1,20	–	0,10		
				Totaux	1,25	–	0,28	0,86	
					1,20	–	0,11		

C_s [% b] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du béton.

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Pour ces structures (hors BHP 2000), les deux tableaux montrent que le coefficient D_{app} est compris entre $0{,}1\times10^{-12}$ et $1{,}8\times10^{-12}$ m²/s, alors que les valeurs de $D_{rcm}(t)$ sont plus dispersées (comprises entre $0{,}16\times10^{-12}$ et 97×10^{-12} m²/s). Il n'y a pas de corrélation entre ces deux coefficients.

7.4. Teneur en chlorures en surface

Une synthèse des valeurs de teneurs en chlorures en surface (C_s), déduites des profils de chlorures obtenus sur les structures à l'âge des investigations, est présentée pour toutes les structures investiguées dans les Tableaux 2.151 à 2.154 pour les classes d'exposition XS1, XS2 et XD3. Dans le Tableau 2.151, les piles du pont Chateaubriand, initialement classées en XS3 (selon EC2), sont considérées comme « équivalentes » XS1 en raison de leur élévation par rapport au niveau de la mer (+ 4 m et + 13 m).

Tableau 2.151 – Teneurs en chlorures en surface obtenues pour la classe d'exposition « équivalente » XS1.

Structure	Âge [an]	Partie d'ouvrage	Classe d'exposition	Liant	Type de chlorures	C_s [% b]	Teneur en liant [kg/m³]	Masse volumique [kg/m³]	C_s [% l]	Élévation par rapport au niveau de la mer [m]
Chateaubriand	25	P12 $Z_{écl}$	XS3 (éclaboussures)	CEM I PM	Totaux	**0,053**	400	2417	**0,32**	**4,00**
		P11 Z_{emb}	XS3 (embruns)			**0,025**	400	2417	**0,15**	**13,00**

C_s [% b] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du béton.

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

Tableau 2.152 – Teneurs en chlorures en surface obtenues pour les classes d'exposition XS2 et XS3.

Structure	Âge [an]	Partie d'ouvrage	Classe d'exposition	Liant	Type de chlorures	C_s [% b]	Teneur en liant [kg/m³]	Masse volumique [kg/m³]	C_s [% l]	Élévation par rapport au niveau de la mer [m]
Rion-Antirion	9	Pylône M2, zone immergée 16	XS2	CEM III/A PMES	Libres	0,28	420	2 430	1,62	– 4,00
					Totaux	0,36			2,08	– 4,00
Ré	30	PbF CZ 1C009	XS3, marnage	CEM II/B	Libres	0,23	370	2 390	1,49	0,40
		PhF CZ 1C027				0,24			1,55	0,40
		PoF CZ 1C039				0,18			1,16	0,40

C_s [% b] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du béton.

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

Comme attendu, il est confirmé que la teneur en chlorures en surface est la plus élevée pour les parties d'ouvrages immergées, décroît pour les parties d'ouvrage situées en zone de marnage, et présente les plus faibles valeurs dans les zones d'éclaboussures et d'embruns.

La teneur en chlorures en surface des parties d'ouvrages exposées aux sels de déverglaçage (XD3) est plus faible que celle des parties d'ouvrages exposées à l'eau de mer (XS3), à l'exception des zones où la qualité du béton est faible.

Tableau 2.153 – Teneurs en chlorures en surface obtenues pour la classe d'exposition XD3 (blocs du BHP 2000).

Structure	Âge [an]	Partie d'ouvrage	C_s [% b]	$C_{s,\Delta x}$ [% b]	Teneur en liant [kg/m³]	Masse volumique [kg/m³]	C_s [% l]	$C_{s,\Delta x}$ [% l]
Blocs du BHP 2000 Maurienne	19	M25	0,10	0,06	230	2 329	1,01	0,58
		M25CV	0,36	0,13	243	2 327	3,45	1,24
		M30CV	0,21	0,12	318	2 353	1,55	0,89
		M50	0,18	0,11	410	2 351	1,03	0,63
		M50CV	0,16	0,10	404	2 351	0,93	0,58
		M75	0,13	0,13	461	2 456	0,69	0,69
		M75FS	0,13	0,13	382	2 454	0,84	0,84
		M100FS	0,08	0,08	453	2 435	0,43	0,43
		M120FS	0,15	0,15	516	2 481	0,72	0,72
						moyenne	1,18	0,73

C_s [% b] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du béton.

$C_{s,\Delta x}$ [% b] : teneur en chlorures au niveau de la profondeur de la zone de convection, exprimée en pourcentage massique du béton.

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

$C_{s,\Delta x}$ [% l] : teneur en chlorures au niveau de la profondeur de la zone de convection, exprimée en pourcentage massique du liant.

Case orange : valeur douteuse.

Tableau 2.154 – Teneurs en chlorures en surface obtenues pour la classe d'exposition XD3 (autres structures).

Structure	Âge [an]	Partie d'ouvrage	Classe d'exposition	Liant	Type de chlorures	Teneur en liant [kg/m³]	Masse volumique [kg/m³]	C_s [% l]	$C_{s,\Delta x}$ [% l]
Vallières	92	Arc, rive gauche, V2	XF3	CEM I	Libres	330	2 370	**1,51**	**1,06**
		Arc, rive gauche, V3	XF3	CEM I	Libres	330	2 370	**1,29**	**0,92**
		Arc, rive gauche, V4	XF3	CEM I	Libres	330	2 370	**2,30**	**0,75**
Pirou	28	0,3 m	XF4	CEM I	Libres	400	2 240	**1,30**	**1,00**
		1 m	XF4	CEM I	Libres	400	2 240	**1,40**	**1,10**
		2 m	XF4	CEM I	Libres	460	2 240	**1,10**	**0,77**
St-Poncy	31	0,3 m	XF4	CEM I	Libres	350	2 250	**5,80**	**3,30**
		1 m	XF4	CEM I	Libres	350	2 250	**4,10**	**1,20**
		2 m	XF4	CEM I	Libres	350	2 250	**1,50**	**0,60**

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

$C_{s,\Delta x}$ [% l] : teneur en chlorures au niveau de la profondeur de convection, exprimée en pourcentage massique du liant.

7.5. À propos du facteur de vieillissement

En utilisant la loi d'évolution du D_{app} suivante proposée par la *fib* [*fib*, 2006] :

$$D_{app}(t) = k_t k_e D_{rcm}(t_0) \left(\frac{t_0}{\text{âge} \times 365} \right)^{\alpha} \qquad \text{[Équ. 2.16]}$$

avec $k_e = 1$ et $k_t = 1$, et l'âge des mesures de D_{rcm}, la valeur du facteur de vieillissement peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\ln \dfrac{D_{app}(t)}{D_{rcm}(t_0)}}{\ln \dfrac{t_0}{\text{âge} \times 365}} \qquad \text{[Équ. 2.17]}$$

Les valeurs du facteur de vieillissement « α » obtenues par cette approche sont présentées dans le Tableau 2.155. Les valeurs obtenues pour les CEM I (cases orange) sont cohérentes avec la valeur habituelle tabulée (0,30), alors que les valeurs obtenues pour les ciments composés sont très dispersées et non cohérentes (généralement significativement plus faibles) avec les valeurs tabulées.

Il convient de rappeler à nouveau que les valeurs de D_{rcm} prises en compte dans le modèle *fib* [*fib*, 2006] correspondent à une échéance de 28 jours. La prise en compte de valeurs initiales à 90 jours peut induire un biais dans l'analyse dans la mesure où la valeur de D_{rcm} est diminuée (souvent significativement). C'est nettement moins le cas pour les compositions de béton avec CEM I, et cela pourrait éventuellement expliquer le fait que l'on trouve dans ce cas des valeurs de facteurs de vieillissement plus « en accord » avec la valeur tabulée par le modèle *fib* [*fib*, 2006].

Tableau 2.155 – Valeurs de facteur de vieillissement obtenues sur les structures investiguées.

Structure	Classe d'exposition	Liant	Âge [an]	t_0 [an]	α tabulé	α calculé
Vasco de Gama	XS3 (caisson de pile)	CEM I + CV (18 %)	17,75	90	0,60	0,78
						0,66
		CEM IV (25 % CV)			0,60	0,29
	XS3 (central)					0,11
Rion-Antirion	XS3 (mur-test)	CEM III/A PM ES	12,5	75	0,45	0,17
						0,15
	XS2 (pylône M2)		9		0,45	0,10
						0,10
	XS3 (pylônes M2 M3)		3,75		0,45	0,71
						0,71
						0,51
						0,51
BHP2000 La Rochelle	XS3	M25 CV	19	28	0,60	0,15
		M50			0,30	0,27
		M50 CV			0,60	0,28
		M75			0,30	0,25
		M75 FS			0,40	0,22
		M100 FS				0,06
		M120 FS				– 0,24 *

Case verte : béton avec cendres volantes ; case bleue : béton avec laitier ; case violette : béton avec fumées de silice ; case orange : béton avec CEM I ; t_0 : âge des mesures initiales de D_{rcm}.

* Valeur due à une valeur de D_{rcm} trop faible.

7.6. Calcul du temps d'initiation de la corrosion

À partir de l'équation [2.15], il est possible d'obtenir, par analyse inverse, le temps t nécessaire à l'obtention d'une teneur en chlorures donnée à une profondeur donnée au moyen de la relation suivante.

$$t = \frac{\left[\dfrac{c - \Delta x}{2\,\text{inverf}\left(1 - \dfrac{C(x,t) - C_0}{C_{s,\Delta x} - C_0}\right)}\right]^2}{D_{app}(t)} \qquad \text{[Équ. 2.18]}$$

où : inverf est la fonction réciproque de la fonction erreur

$D_{app}(t)$ est le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure (obtenu à partir du calage d'un profil de chlorures) à l'âge des investigations

C_0 est la teneur en chlorures initiale du béton

$C_{s,\Delta x}$ est la teneur en chlorures à la profondeur Δx associée à la teneur en chlorures en surface

Δx est la profondeur de la zone de convection

c est la profondeur d'enrobage

$C(x,t)$ est la teneur en chlorures à la profondeur x

t est le temps nécessaire à l'obtention de la teneur en chlorures $C(x,t)$ à la profondeur x.

En considérant que :

- x représente la profondeur d'enrobage de l'armature mesurée sur la structure,
- $C(x,t)$ = 0,60 % représente la valeur critique de teneur en chlorures (libres ou totaux selon le cas) pour initier la corrosion à la profondeur de l'armature (cette valeur a été fixée dans le cadre du projet PerfDuB),
- C_0 = 0,01 % (par rapport au liant),

il est alors possible de déterminer la valeur du temps d'initiation de la corrosion t_{ini} pour chaque structure.

Les valeurs calculées pour t_{ini} sont présentées dans le Tableau 2.156.

Une synthèse des données nécessaires pour ce calcul est présentée dans le Tableau 2.157 (voir en page suivante). Ce calcul présupposant que le coefficient D_{app} est constant, seules les structures de plus de 50 ans sont prises en considération.

Tableau 2.156 – Temps d'initiation de la corrosion pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans et 100 ans.

Structure Âge, classe d'exposition	Zone investiguée	Type de chlorures	D_{app} [10^{-12} m²/s]	t_{ini}	
				(DUP 50 ans)	(DUP 100 ans)
Pont X **60 ans, XS3**	Arc	Libres	0,19	81	121
	Arc	Totaux	0,13	84	126
Quai des TCD **51 ans, XS3**	Joue de la dalle, 2d	Totaux	0,19	72	119
	Joue de la dalle, 1d		0,21	93	154

DUP : durée d'utilisation de projet.

t_{ini} (DUP 50 ans) : durée d'initiation de la corrosion pour une DUP de 50 ans.

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

L'état du pont X à 60 ans, avec un enrobage moyen compris entre 41 et 62 mm, n'est pas en adéquation avec une durée d'utilisation de projet de 50 ans et 100 ans.

L'état du quai des TCD à 51 ans, avec son enrobage moyen de 39 mm, est pour l'instant en adéquation avec le temps d'initiation prévu pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans et 100 ans.

Tableau 2.157 – Données requises pour le calcul du temps d'initiation de la corrosion par chlorures tini.

Structure Âge, classe d'exposition	Zone investiguée	Type de chlorures	C_s [% b]	Masse volumique [kg/m³]	Liant [kg]	C_s [% l]	f_c [MPa]	Classe structurale 50 ans	Classe structurale 100 ans	$c_{min,dur}$ 50 ans	$c_{min,dur}$ 100 ans	c à l'enrobage	Δx [mm]	$C_{s,\Delta x}$ [% b]	$C_{s,\Delta x}$ [% l]	C_0 [% l]
Pont X 60 ans, XS3	Arc	Libres	0,70	2 274	400	4,0	–	S4	S6	45	55	**0,60**	0,0	0,70	4,0	0,01
	Arc	Totaux	1,20	2 274	400	6,8	–	S4	S6	45	55	**0,60**	0,0	1,20	6,8	0,01
Quai des TCD 51 ans, XS3	Joue de la dalle, 2d	Totaux	0,26	2 300	235	2,5	73	S2	S4	35	45	**0,60**	0,0	0,26	2,5	0,01
	Joue de la dalle, 1d		0,19	2 300	235	1,9	73	S2	S4	35	45	**0,60**	0,0	0,19	1,9	0,01

C_s [% b] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du béton.

C_s [% l] : teneur en chlorures en surface, exprimée en pourcentage massique du liant.

$C_{s,\Delta x}$ [% b] : teneur en chlorures au niveau de la profondeur de la zone de convection, exprimée en pourcentage massique du béton.

$C_{s,\Delta x}$ [% l] : teneur en chlorures au niveau de la profondeur de la zone de convection, exprimée en pourcentage massique du liant.

7.7. Principaux résultats relatifs aux chlorures

Les conclusions relatives à l'étude des chlorures sur les structures sont présentées ci-dessous.

Les valeurs de D_{rcm} obtenues sur structures saines sont présentées dans le Tableau 2.158. Ces structures sont trop jeunes pour conclure. La valeur de $2{,}3\times10^{-12}$ m^2/s semble cependant compatible avec une durée d'utilisation de projet de 50 ans pour les classes d'exposition XS3 et XD3.

Tableau 2.158 – Valeurs de $D_{rcm}(t_0)$ et $D_{rcm}(t)$ mesurées sur structures saines.

Structure	Âge [an]	Classe d'exposition	Liant	$D_{rcm}(t_0)$ [10^{-12} m^2/s]	$D_{rcm}(t)$ [10^{-12} m^2/s]
Vasco de Gama	17,75	XS3	CEM I + CV (18 %) CEM IV (25 % CV)	3,4 0,52	0,16 0,3
Rion-Antirion	12,5	XS2-XS3	CEM III/A PM ES	0,86	0,37 à 0,49
Quai des TCD	51	XS3	CEM I		2,3
Chateaubriand	25	XS3	CEM I PM		29
La Vachette	34	XF4/XD3	CEM I		28
Ré	30	XS3, marnage	CEM II/A		8,6
St-Poncy	31	XF4/XD3	CEM I		41
Pirou	28	XF4/XD3	CEM I		9,4

Nom de structure en bleu : structure en phase d'initiation de la corrosion.

Les valeurs de D_{rcm} obtenues sur structures dégradées sont présentées dans le Tableau 2.159. Les valeurs au-delà de $8{,}6\times10^{-12}$ sont incompatibles avec une durée d'utilisation de projet de 50 ans pour la classe d'exposition XS3.

Tableau 2.159 – Valeurs de $D_{rcm}(t)$ mesurées sur structures dégradées.

Structure	Âge [an]	Classe d'exposition	Liant	$D_{rcm}(t)$ [10^{-12} m^2/s]
Pont X	60	XS3	?	10

Nom de structure en rouge : structure en phase de propagation de la corrosion.

Les valeurs de facteur de vieillissement obtenues sur des bétons de CEM I sont comprises entre 0,25 et 0,27, ce qui est compatible avec la valeur tabulée de 0,30 du bulletin *fib* 34 [*fib*, 2006].

8. Analyse vis-à-vis du gel

En l'absence de modèles du comportement d'un béton en conditions de gel–dégel, qu'il s'agisse de gel interne ou d'écaillage, il n'est pas possible de faire des simulations de la vie des ouvrages à partir des données collectées afin de valider des seuils d'indicateurs de durabilité. Tout ce que nous pouvons faire est d'examiner les seuils actuels des indicateurs de durabilité et de les relier au comportement des ouvrages à ce jour.

Le cas du pont de Saint-Poncy montre que le non-respect des seuils actuels de gel–dégel avec sels entraîne des désordres après seulement 30 ans.

Le cas du pont de Pirou montre que son béton C70/85 utilisé en construction répond aux exigences réglementaires en vigueur pour une classe d'exposition XF4 G+S, en termes de tests de performance vis-à-vis de la durabilité au gel, avec ou sans sels de déverglaçage, mais en revanche son béton ne valide pas les performances requises d'une classe d'exposition XD3 selon le fascicule 65 [Fascicule 65, 2017] en termes de diffusion des chlorures et de perméabilité aux gaz. Notre opinion est que la pile du pont du Pirou devrait se corroder dans les zones exposées aux sels là où les enrobages de béton ne sont pas suffisants. En conditions sévères, il n'est pas possible de protéger un élément en béton à la fois contre la corrosion et le gel/écaillage, et il faut cibler le risque principal. Dans ce cas, il est conseillé de formuler une composition de béton apte à résister à l'exposition XF4 G+S lorsque cette exigence est indispensable, puis à faire face à la corrosion.

Le cas du pont de Vallières montre que, 85 ans après sa construction, il est en très mauvais état. Concernant les indicateurs de durabilité liés à la corrosion, le béton de la voûte a une classe de durabilité potentielle considérée comme « très faible ». Du point de vue du gel, le béton des parties massives de la voûte présente des valeurs d'essai bien supérieures aux seuils qui seraient fixés pour ces parties pour un ouvrage neuf, mais les désordres ne peuvent être attribués à l'action du gel–dégel.

9. Conclusions

Ces investigations importantes réalisées sur une vingtaine d'ouvrages existants d'âges divers montrent l'importance d'avoir un retour d'expérience d'anciens ouvrages existants et apportent de nombreuses données permettant de valider les modèles de corrosion développés au sein du Projet National PerfDuB et du projet de recherche MODEVIE et de mieux calibrer les valeurs seuils des indicateurs de durabilité.

Cette étude a permis de générer, en fin de rapport, une riche base de données sur le vieillissement des ouvrages soumis à la carbonatation et à la pénétration des chlorures, avec des exemples de valeurs typiques d'indicateurs de durabilité pour différents bétons utilisés dans les ouvrages de génie civil, principalement les ponts [Moro *et al.*, 2017 ; Dierkens *et al.*, 2019].

Les mesures d'indicateurs de durabilité sur les ouvrages existants montrent une assez forte dispersion, ce qui justifie une approche statistique pour fixer les valeurs seuils des indicateurs de durabilité. La dispersion maximale est observée sur le coefficient de perméabilité aux gaz,

certaines des valeurs mesurées de ce coefficient n'ont pu être prises en compte du fait de la microfissuration du béton.

Concernant les témoins de durée de vie, les mesures de densité de corrosion sont difficiles à mettre en œuvre pour les ouvrages existants et leurs résultats sont difficiles à interpréter et à transposer. Une dispersion plus élevée est observée sur les témoins de durée de vie, en fonction de l'emplacement de l'élément structurel et même de l'emplacement d'une zone au sein de l'élément. La plus forte dispersion est observée pour l'enrobage des armatures. Il est donc essentiel que les mesures des indicateurs de durabilité soient réalisées dans les mêmes zones que celles où sont évalués les témoins de durée de vie. Cela signifie également qu'il faut procéder à une analyse intelligente des investigations menées sur les structures afin d'en tirer des conclusions valables. Il est apparu difficile de décider si une structure existante est globalement en phase d'initiation ou en phase de propagation de la corrosion, et surtout de décider quand une structure corrodée passe de la phase d'initiation à celle de propagation.

En termes de carbonatation, l'étude confirme l'existence d'une relation entre le taux de carbonatation naturelle (v_{nat}) et le taux de carbonatation accélérée (v_{acc}), ce qui justifie l'intérêt d'utiliser le test de carbonatation accélérée dans une approche performante de la durabilité. Ce rapport v_{nat}/v_{acc} se situe entre 2,1 et 3,1 et est cohérent avec les données obtenues sur les 42 bétons de laboratoire testés dans le cadre du présent projet. Nous avons pu confirmer la validité de la loi de la racine carrée du temps et l'importance du bon choix des coefficients de cure et d'hygrométrie dans le modèle issu de MODEVIE. Les investigations montrent l'importance de respecter la durée de cure avant exposition, en particulier pour les bétons avec additions minérales, ainsi que les épaisseurs d'enrobage. Les valeurs des indicateurs de durabilité pour la carbonatation obtenues sur des ouvrages sains peuvent être considérées comme des valeurs suffisantes mais non nécessaires pour obtenir une absence de corrosion, pour des durées de vie de projet de 50 ou 100 ans.

Pour l'attaque des chlorures, une valeur D_{rcm} de $2{,}3\times10^{-12}$ m^2/s est cohérente avec une durée de vie de projet de 50 ans et des valeurs de D_{rcm} supérieures à $8{,}6\times10^{-12}$ m^2/s sont incompatibles avec une durée de vie de projet de 50 ans pour la classe d'exposition XS3. Si l'on constate de fortes dispersions du facteur de vieillissement avec des formulations de béton incorporant des ajouts, on constate que les valeurs obtenues avec un CEM I sont cohérentes avec la valeur de 0,3 habituellement prise en compte. Un panel de valeurs de teneur de chlorures en surface a également été fourni.

Pour l'attaque par le gel, en l'absence de modèles de comportement d'un béton en conditions de gel–dégel, qu'il s'agisse de gel interne ou d'écaillage, il n'a pas été possible de faire des simulations de la durée de vie des ouvrages à partir des données recueillies afin de valider les seuils des indicateurs de durabilité. La principale conclusion tirée des ouvrages construits dans les années 1980 et situés en zone froide sévère est l'importance de respecter les seuils actuels des indicateurs de durabilité fixés dans les recommandations françaises pour la composition des bétons soumis au gel–dégel avec ou sans sels de déverglaçage.

Références

[AFGC, 2004] AFGC (2004) (Baroghel-Bouny V., dir.), « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction – État de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité », Documents scientifiques et techniques de l'Association française de Génie civil (AFGC), 252 p.

[AFPC-AFREM, 1998] LMDC (1998), « Modes opératoires recommandés par l'AFPC-AFREM », Compte rendu des Journées techniques AFPC-AFREM « Durabilité des bétons », décembre 1997, Toulouse, 283 p.

[Ammouche *et al.*, 2012] Ammouche A., Carde C., Rafaï N. & Linger L. (2012), « Overview of a two decades durability follow-up for two major bridges: Vasco de Gama (Portugal) and Rion-Antirion (Greece) », 11th *fib* Symposium, *Proceedings* n° 35, Concrete Structures for Sustainable Community, Stockholm.

[Baroghel-Bouny, 1999] Baroghel-Bouny V. (1999), « Étude expérimentale sur sites de vieillissement – Programme de suivi des corps d'épreuve en béton armé – Résultats obtenus sur prélèvements aux premières échéances de mesure – Comparaison avec les résultats obtenus sur éprouvettes, Projet National BHP 2000 – Thème 1 : Durabilité – Sous-thème : Étude expérimentale sur sites de vieillissement », Rapport LCPC, 47 p.

[Baroghel-Bouny, 2009] Baroghel-Bouny V. (2009), « Projet National BHP 2000 – Étude expérimentale sur sites de vieillissement – Résultats obtenus à l'échéance de 10 ans et comparaisons », Rapport d'étude, LCPC, 22 p.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 1999] Baroghel-Bouny V., Carcassès M., Quénard D. & Arnaud S. (1999), « Durability of concretes ranging from 20 to 120 MPa – Mix-parameter influence », *Proceedings of 5th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, juin 1999, Sandefjord, Norway, I. Holand & E.J. Sellevold, vol.2, p.1377–1386.

[Baroghel-Bouny et De Larrard, 2000a] Baroghel-Bouny V. & De Larrard F. (2000), « In place durability assessment for the next millenium – Long-term study », *Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete*, juin 2000, Barcelona, Spain, V.M. Malhotra, ACI, vol.I, SP 192-20, p.319–338.

[Baroghel-Bouny et De Larrard, 2000b] Baroghel-Bouny V. & De Larrard F. (2000), « Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXIe siècle. I - Généralités et caractéristiques mécaniques initiales des bétons », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°225, p.51–65.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 2000] Baroghel-Bouny V., Ammouche A., Hornain H. & Gawsewitch J. (2000), « Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXIe siècle. II - Caractérisation microstructurale sur éprouvettes de bétons de résistance 25 à 120 MPa », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°228, p.71–86.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 2002] Baroghel-Bouny V., Arnaud S., Henry D., Carcassès M. & Quénard D. (2002), « Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXIe siècle. III - Propriétés de durabilité des bétons mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°241, p.13–59.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 2004] Baroghel-Bouny V., Gawsewitch J., Belin P., Ounoughi K., Arnaud S., Olivier G. & Bissonnette B. (2004), « Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXIe siècle. IV - Résultats issus des prélèvements effectués sur les corps d'épreuve de différents sites aux premières échéances de mesure », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°249, p.49–100.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 2013] Baroghel-Bouny V., Dierkens M., Wang X., Soive A., Saillio M., Thiery M. & Thauvin B. (2013), « Ageing and durability of concrete in lab and in field conditions - Investigation of chloride penetration », *Journal of Sustainable Cement-based Materials*, vol.2, n°2, p.67–110.

[Carcassès *et al.*, 2018] Carcassès M. *et al.* (2018), « Toward an engineer-type model for the prediction of the durability of reinforced concrete structures in the framework of a performance-based approach – Corrosion risk due to carbonation or chloride ingress », Rapport interne du projet ANR MODEVIE.

[Cox *et al.*, 1997] Cox R.N., Cigna R., Vennesland O. & Valente T. (1997), *COST 509 – Corrosion and protection of metals in contact with concrete – Final Report*, European Commission, Directorate General Science, Research and Development.

[Cussigh *et al.*, 2010] Cussigh F., Carde C., Papanikolas P. & Stathopoulos-Vlamis A. (2010), « Rion-Antirion bridge project – Concrete durability towards corrosion risk », 3rd *fib* international Congress, Washington.

[Dierkens *et al.*, 2019] Dierkens M., Godart B., Mai-Nhu J., Rougeau P., Linger L. & Cussigh F. (2019), « French national project "PERFDUB" on performance-based approach: interest of old structures analysis for the definition of durability indicators criteria », 16th *fib* Symposium, *Proceedings* n°47, Concrete Innovations in Materials, Design and Structures, Krakow.

[Elsener, 2003] Elsener B. (2003), « RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion – Recommendations – Half-cell potential measurements – Potential mapping on reinforced concrete structures », *Materials and Structures*, RILEM, vol.36, n°261, p.461–471.

[Fascicule 65, 2017] Ministère de la Transition écologique et solidaire (2017), « Exécution des ouvrages de génie civil en béton », Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux de génie civil, Fascicule n°65, Version 1.0, 171 p.

[*fib*, 2006] *fib* (2006), « Model code for service life design », *fib Bulletin* n°34.

[GranDuBé, 2007] Collectif Presses de l'École nationale des Ponts et chaussées (ENPC) (2007), *GranDuBé. Grandeurs associées à la durabilité des bétons*, 438 p.

[Houdusse *et al.*, 2000] Houdusse O., Hornain H. & Martinet G. (2000), « Prediction of long-term durability of Vasco Da Gama bridge in Lisbon », *Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete*, Barcelona.

[LCPC, 2010] LCPC (2010), « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle, Recommandations provisoires », *Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), 59 p.

[L'Hostis *et al.*, 2007] L'Hostis V. *et al.* (2007), « Benchmark des poutres de la Rance », *Revue européenne de génie civil*, vol.11, n°1–2.

[Martinet, 1999] Martinet G. (1999), « Le pont Vasco de Gama – La démarche durabilité », *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Springer-Verlag, vol.58, p.61–70.

[Martinet et Linger, 2005] Martinet G. & Linger L. (2005), « Pont Vasco de Gama à Lisbonne – Bilan de dix ans de démarche durabilité », GC 2005, Journées techniques de l'Association française de Génie civil, AFGC.

[Moro *et al.*, 2017] Moro F., Godart B. & Guillot X. (2017), « PerfDuB: a four-years research project to make a performance-based approach operational in France », International Conference on Advances in Construction Materials and Systems (ICACMS), Chennai, India, *RILEM Proceedings*, vol.3, p.451–458.

[Polder, 2000] Polder R. (2000), « RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion – Recommendations – Test methods for on-site measurements of resistivity of concrete », *Materials and Structures*, vol.33, p.603–611.

[Tang et Nilsson, 1992] Tang L. & Nilsson L.O. (1992), « Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field », *ACI Materials Journal*, vol.89, n°1, p.49–53.

[Tang et Sorensen, 2001] Tang L. & Sorensen H.E. (2001), « Precision of the Nordic test methods for measuring the chloride diffusion/migration coefficients of concrete », *Materials and Structures*, vol.34, n°242, p.479–485.

Méthodes d'essai

[AASHTO T277-3, 1993] AASHTO T277-3 (1993). « Standard Method of Test for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration ».

[ASTM C457, 2008] ASTM C457 (2008), « Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete ».

[ASTM, 2009] ASTM (2009), C876-09, « Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete », ASTM.

[NF EN 14630, 2007] NF EN 14630 (2007), « Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Méthodes d'essais – Mesurage de la profondeur de carbonatation d'un béton armé par la méthode phénolphtaléine ».

[NF P18-414, 2017] NF P18-414 (2017), « Essai des bétons – Essais non destructifs – Mesure de la fréquence de résonance fondamentale ».

[NF P18-424, 2008] NF P18-424 (2008), « Bétons – Essai de gel sur béton durci – Gel dans l'eau – Dégel dans l'eau ».

[NF P18-425, 2008] NF P18-425 (2008), « Bétons – Essai de gel sur béton durci – Gel dans l'air – Dégel dans l'eau ».

[NF P18-459, 2010] NF P18-459 (2010), « Béton – Essai pour béton durci – Essai de porosité et de masse volumique ».

[NT Build 492, 1999] NT Build 492 (1999) - Nordtest method, « Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments ».

[XP P18-420, 2012] XP P18-420 (2012), « Béton – Essai d'écaillage des surfaces de béton durci exposées au gel en présence d'une solution saline ».

[XP P18-458, 2008] XP P18-458 (2008), « Essai pour béton durci – Essai de carbonatation accélérée – Mesure de l'épaisseur de béton carbonaté ».

[XP P18-462, 2012] XP P18-462 (2012), « Essai sur béton durci – Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime non stationnaire – Détermination du coefficient de diffusion apparent des ions chlorure ».

[XP P18-463, 2011] XP P18-463 (2011), « Bétons – Essai de perméabilité aux gaz sur béton durci ».

ANNEXE A

Indications du guide AFGC 2004 relatif à la durabilité des bétons [AFGC, 2004]

Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives aux indicateurs de durabilité généraux (G) ou de substitution (S) : porosité, résistivité électrique, coefficient de diffusion et perméabilité. Les valeurs indiquées correspondent à des mesures réalisées sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage.

Tableau 2.A.1 – Classes de durabilité potentielle [AFGC, 2004].

			Durabilité potentielle				
			très faible	faible	moyenne	élevée	très élevée
			Classes et valeurs limites				
G	Porosité accessible à l'eau [%]	P_{eau}	> 16	14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
S	Porosité mesurée par intrusion de mercure ($P_{Hg\ max}$ = 400 MPa et prétraitement par étuvage à T = 45 °C pendant 14 jours en présence de gel de silice) [%]	P_{Hg}		13 à 16	9 à 13	6 à 9	3 à 6
S	Résistivité électrique [Ω·m]	ρ	< 50	50 à 100	100 à 250	250 à 1 000	> 1 000
G	Coefficient de diffusion *effectif* des chlorures [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	D_{eff}	> 8	2 à 8	1 à 2	0,1 à 1	< 0,1
G	Coefficient de diffusion *apparent* des chlorures (mesuré par essai de migration) [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	$D_{app(mig)}$	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
G	Coefficient de diffusion *apparent* des chlorures (mesuré par essai de diffusion) [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	$D_{app(dif)}$				< 5	
G	Perméabilité apparente aux gaz (à $P_{entrée}$ = 0,2 MPa et après étuvage à T = 105 °C) [10^{-18} m^2]	k_{gaz}	> 1 000	300 à 1 000	100 à 300	10 à 100	< 10
G	Perméabilité à l'eau liquide (à P_{max}, par mesure directe du flux, après saturation) [10^{-18} m^2]	k_{liq}	> 10	1 à 10	0,1 à 1	0,01 à 0,1	< 0,01
	Type de béton (indicatif et pour des formules simples)			B25 à B40	B30 à B60	B55 à B80	> B80

Indicateurs de durabilité sélectionnés et valeurs limites proposées en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, dans le cas où l'enrobage satisfait aux valeurs réglementaires. P_{eau} est donnée en %, $D_{app(mig)}$ est donné en 10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$, k_{gaz} (à $S = 0$ et à $P_{entrée} = 0{,}2$ MPa) est donnée en 10^{-18} m^2 et k_{liq} est donnée en 10^{-18} m^2. Les valeurs correspondent à des mesures réalisées sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage (moyennes sur au moins 3 éprouvettes).

Tableau 2.A.2 – Seuils d'indicateurs de durabilité en fonction des durées de vies et des environnements.

Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / Niveau d'exigence	Corrosion induite par carbonatation (e = 30 mm)			Corrosion induite par les chlorures (e = 50 mm)				
	Type d'environnement							
	1	2	3	4	5		6	7
	Sec et très sec (HR < 65 %) ou humide en permanence	Humide (HR > 80 %)	Modérément humide (65 < HR < 80 %)	Cycles fréquents d'humidification–séchage	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage		Immersion dans l'eau contenant des chlorures	Zone de marnage
					5.1 [Cl^-] faible (1)	5.2 [Cl^-] forte (2)		
< 30 ans **Niveau 1**	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 15$	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 14$	$P_{eau} < 15$	$P_{eau} < 14$
de 30 à 50 ans *Bâtiment* **Niveau 2**	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 14$ (5)	$P_{eau} < 14$ (6)	$P_{eau} < 15$	$P_{eau} < 11$	$P_{eau} < 13$	$P_{eau} < 11$
de 50 à 100 ans *Bâtiment et ouvrages de génie civil* **Niveau 3**	$P_{eau} < 14$ (6)	$P_{eau} < 14$ (6)	$P_{eau} < 12$ (7) $k_{gaz} < 100$ (8)	$P_{eau} < 12$ (7) $k_{liq} < 0{,}1$ (9)	$P_{eau} < 14$	$P_{eau} < 11$ $D_{app(mig)} < 2$ $k_{liq} < 0{,}1$ (8)	$P_{eau} < 13$ $D_{app(mig)} < 7$	$P_{eau} < 11$ $D_{app(mig)} < 3$ $k_{liq} < 0{,}1$ (3)
de 100 à 120 ans *Grands ouvrages* **Niveau 4**	$P_{eau} < 12$ $k_{gaz} < 100$	$P_{eau} < 12$ $k_{gaz} < 100$	$P_{eau} < 9$ $k_{gaz} < 10$ (4)	$P_{eau} < 9$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 12$ $D_{app(mig)} < 20$ $k_{liq} < 0{,}1$ (3)	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 12$ $D_{app(mig)} < 5$	$P_{eau} < 10$ $D_{app(mig)} < 2$ $k_{gaz} < 100$ $k_{liq} < 0{,}05$
> 120 ans *Ouvrages dits exceptionnels* **Niveau 5**	$P_{eau} < 9$ $k_{gaz} < 10$	$P_{eau} < 9$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 9$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 10$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $k_{gaz} < 10$ $k_{liq} < 0{,}01$

(1) Concentration en chlorures libres à la surface $C_s \leq 10$ g/l. (2) Concentration en chlorures libres à la surface $C_s \geq 100$ g/l. (3) Alternative : $k_{gaz} < 100{\times}10^{-18}$ m^2. (4) Alternative : $k_{liq} < 0{,}01{\times}10^{-18}$ m^2. (5) Alternative : $P < 15$ % et $[Ca(OH)_2] \geq 25$ %. (6) Alternative : $P < 16$ % et $[Ca(OH)_2] \geq 25$ %. (7) Alternative : $P < 14$ % et $[Ca(OH)_2] \geq 25$ %. (8) Alternative : $k_{gaz} < 300{\times}10^{-18}$ m^2 et $[Ca(OH)_2] \geq 25$ %. (9) Alternatives : 1) $k_{gaz} < 100{\times}10^{-18}$ m^2 ; 2) $k_{gaz} < 300{\times}10^{-18}$ m^2 et $[Ca(OH)_2] \geq 25$ %.

ANNEXE B

Critères adoptés pour les indicateurs de durabilité dans les Recommandations LCPC de 2010 [LCPC, 2010] et le Fascicule 65 de 2017 [Fascicule 65, 2017]

Les critères retenus pour les indicateurs de durabilité dans les recommandations du LCPC de 2010 [LCPC, 2010] sont, pour des valeurs moyennes mesurées sur un béton de 90 jours, pour des ouvrages d'une durée de vie de 100 ans, pour une classe XS3 et pour un enrobage de 50 mm :

- Porosité accessible à l'eau : $P_{eau90j} \leq 11\,\%$
- Perméabilité aux gaz : $k_{gaz90j} \leq 150\times10^{-18}$ m^2
- Coefficient de migration des chlorures : $D_{rcm90j} \leq 3\times10^{-12}$ m^2·s^{-1}

Ces critères sont remplacés par les exigences du tableau 8.D de la dernière version du fascicule 65 du CCTG [Fascicule 65, 2017]. Les valeurs de ce tableau correspondent, pour une durée d'utilisation de conception de 100 ans, pour une classe XS3, à des enrobages correspondant à la classe structurale S6 avant toute réduction liée à la nature du liant ou à une couverture compacte (aucune réduction liée à la classe de résistance n'est alors possible).

Extrait du tableau 8.D du fascicule 65 [Fascicule 65, 2017] – Valeurs maximales des indicateurs de durabilité sans réduction d'enrobage :

- Porosité accessible à l'eau : $P_{eau90j} \leq 13\,\%$
- Perméabilité aux gaz : $k_{gaz90j} \leq 200\times10^{-18}$ m^2
- Coefficient de migration des chlorures : $D_{rcm90j} \leq 3{,}5\times10^{-12}$ m^2·s^{-1}

Le fascicule 65 [Fascicule 65, 2017] prévoit également un autre tableau 8.E permettant de moduler les classes structurelles pour tenir compte des enrobages différents de ceux de la classe S6.

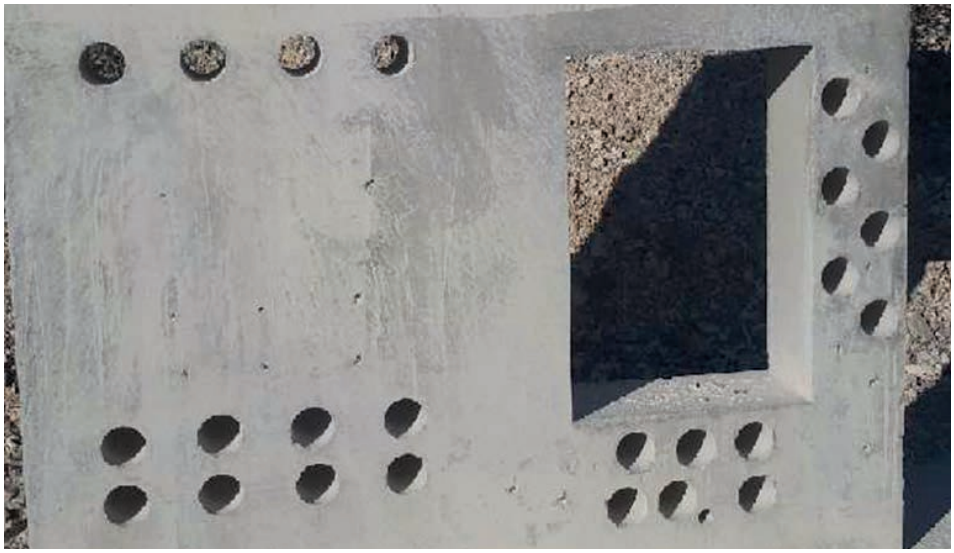
Tableau 2.B.1 – Extrait du tableau 8.E – Valeurs maximales des indicateurs de durabilité permettant des réductions d'enrobage (pour la classe d'exposition XS3) [Fascicule 65, 2017].

Minoration d'une classe	$P_{eau90j} \leq 12{,}5\,\%$ $k_{gaz90j} \leq 150\times10^{-18}\ m^2$ $D_{rcm90j} \leq 3\times10^{-12}\ m^2.s^{-1}$
Minoration de deux classes	$P_{eau90j} \leq 12\,\%$ $k_{gaz90j} \leq 100\times10^{-18}\ m^2$ $D_{rcm90j} \leq 2{,}5\times10^{-12}\ m^2.s^{-1}$

CHAPITRE 3

Base de données et son exploitation

RAPPORT DE SYNTHÈSE GT3



Auteur (organisme)

Sandrine Chanut (Eiffage Génie Civil), **Olivier Collin** (Lafarge Bétons), **François Cussigh** (Vinci Construction France), **Michaël Dierkens** (Cerema), **Faber Fabbris** (Eqiom), **Lionel Linger** (Vinci Construction Grands Projets), **Jonathan Mai-Nhu** (CERIB), **Fabrizio Moro** (LafargeHolcim), **Thomas Pernin** (CERIB), **Gabriel Pham** (LafargeHolcim), **Jean-Marc Potier** (SNBPE), **Patrick Rougeau** (CERIB), **Emmanuel Rozière** (GeM), **François Toutlemonde** (Université Gustave-Eiffel), **Philippe Turcry** (LaSie)

1. Résumé

Le Projet National PerfDuB vise à définir une méthodologie pour justifier la durabilité des bétons (et des ouvrages en béton) par une approche basée sur les performances des bétons.

Une partie des travaux du PN PerfDuB consiste à caractériser les propriétés de durabilité de 42 bétons réalisés avec plusieurs ciments et additions normalisés (ciment Portland, ciment Portland-calcaire, ciment Portland-laitier, ciment de haut fourneau, ciment composé avec du laitier, des cendres volantes, de la fumée de silice, du filler calcaire, du filler siliceux, du métakaolin), plusieurs natures de granulats (roulés, concassés, semi-concassés) de porosités différentes, et en considérant différents niveaux de compacité (rapport eau/liant variant de 0,35 à 0,60) pour établir des liens entre les indicateurs de durabilité et les paramètres de composition. Pour chaque classe d'exposition, la plupart des compositions de béton sont conformes aux dispositions prescriptives de la norme NF EN 206/CN (2014). Certains bétons dérogent volontairement aux exigences prescriptives vis-à-vis de leur teneur en liant équivalent, du rapport eau/liant équivalent ou du type de granulats.

Pour atteindre l'objectif de déploiement de l'approche performantielle, le PN PerfDuB a mené des études basées sur quatre séries de données et de méthodologies :

- Partie 1 : propriétés de durabilité de 42 bétons actuels ;
- Partie 2 : données statistiques sur la variabilité *in situ* des indicateurs de durabilité afin de définir des valeurs moyennes et fractiles, comme pour la résistance à la compression ;
- Partie 3 : modèles de durabilité incluant les mécanismes de migration des espèces agressives, de dépassivation et de corrosion ;
- Partie 4 : évolution des indicateurs de durabilité des ouvrages en béton dans leur environnement (due au vieillissement du béton et aux agressions extérieures).

Le présent rapport traite des parties 1 et 2 et détaille la caractérisation des propriétés de durabilité des 42 bétons. Le rapport précise comment la base de données est utilisée pour déterminer les liens entre les caractéristiques du béton et les propriétés de durabilité. Il met en avant également la méthodologie déployée pour contribuer à déterminer des valeurs seuils des propriétés de durabilité destinées à une approche performantielle de la durabilité en contexte normatif. L'analyse de la base de données est l'une des trois méthodologies utilisées pour déterminer ces valeurs seuils dans le FD P18-480 qui définit comment justifier la durabilité par approche performantielle en lien avec la norme NF EN 206/CN.

La base de données du Projet National Perfdub constitue donc une contribution majeure à la filière béton au niveau français, mais également au niveau européen en alimentant les travaux sur l'insertion des ERC *« Exposure Resistance Classes »* dans l'Eurocode 2 et dans la norme EN 206.

2. Introduction

L'objectif principal du PN PerfDuB repose sur la définition d'une méthodologie à l'échelle nationale pour justifier la durabilité des bétons (et des structures en béton) par application d'une approche performantielle de la durabilité.

Une partie des travaux du PN PerfDuB consiste à caractériser les propriétés de durabilité de 42 bétons réalisés avec plusieurs ciments et additions normalisés (ciment Portland, ciment Portland-calcaire, ciment Portland-laitier, ciment de haut fourneau, ciment composé avec du laitier, des cendres volantes, de la fumée de silice, du filler calcaire, du filler siliceux, du métakaolin), plusieurs natures de granulats (roulés, concassés, semi-concassés) de porosités différentes, et en considérant différents niveaux de compacité (rapport eau/liant variant de 0,35 à 0,60) pour établir des liens entre les indicateurs de durabilité et les paramètres de composition. Pour chaque classe d'exposition, la plupart des compositions de béton sont conformes aux dispositions prescriptives de la norme NF EN 206/CN (2014). Certains bétons dérogent volontairement aux exigences prescriptives vis-à-vis de leur teneur en liant équivalent, du rapport eau/liant équivalent ou du type de granulats.

L'objectif du PN PerfDuB est de produire des connaissances et un retour d'expérience, de combler des lacunes, dans un cadre rassemblant tous les acteurs concernés pour que l'approche performantielle de la durabilité devienne opérationnelle et couramment utilisée sur les chantiers ou en usine, ce qui n'est pas encore le cas aujourd'hui. L'application de l'approche performantielle de la durabilité est déjà autorisée par la norme européenne EN 206 (et son complément national NF EN 206/CN) et une première méthodologie est donnée dans le nouveau référentiel « Fascicule n°65 » du CCTG (cahier des clauses techniques générales des marchés publics).

Pour atteindre l'objectif de déploiement de l'approche performantielle, le PN PerfDuB a mené des études basées sur quatre séries de données et de méthodologies :

- Partie 1 : propriétés de durabilité de 42 bétons actuels ;
- Partie 2 : données statistiques sur la variabilité *in situ* des indicateurs de durabilité afin de définir des valeurs moyennes et fractiles, comme pour la résistance à la compression ;
- Partie 3 : modèles de durabilité incluant les mécanismes de migration des espèces agressives, de dépassivation et de corrosion ;
- Partie 4 : évolution des indicateurs de durabilité des ouvrages en béton dans leur environnement (due au vieillissement du béton et aux agressions extérieures).

Le présent rapport traite des parties 1 et 2. Il est à noter que les données de fidélité et précisions liées aux essais de durabilité ne sont pas décrites dans ce rapport et qu'elles sont traitées dans les rapports du GT1A.

La section 3 décrit la méthodologie utilisée pour construire la base de données incluant le choix et la caractérisation des 42 bétons. Elle détaille également la méthodologie d'exploitation des résultats afin de déterminer les liens entre les paramètres de composition des bétons et les propriétés de durabilité.

Les sections 4 à 8 présentent les résultats obtenus pour les propriétés de durabilité : porosité, absorption d'eau et résistivité (section 4), perméabilité aux gaz (section 5), diffusivité à l'oxygène (section 6), résistance à la carbonatation (section 7), migration des ions chlorure (section 8).

La section 9 traite de la variabilité (temporelle et *in situ*) des propriétés de durabilité qui constitue l'un des points clés pour l'applicabilité de l'approche performantielle de la durabilité.

La section 10 traite de l'exploitation de la base de données. L'objectif est de présenter la méthodologie basée sur l'exploitation des résultats de la base de données qui constituent un exemple de retours d'expérience pour la définition de critères de performance selon les classes

d'exposition, en considérant les bétons conformes aux exigences prescriptives. Cette méthodologie a été appliquée pour déterminer les valeurs seuils de vitesse de carbonatation accélérée pour les classes XC et du coefficient de migration des chlorures pour les classes XS et XD. Les critères de valeur seuil sont basés sur une mesure à 90 jours et correspondent à des valeurs caractéristiques avec un fractile de 90 %. Cette section fait également le lien entre la base de données et son apport dans le cadre du développement du concept des ERC (« *Exposure Resistance Classes* »).

La conclusion synthétise l'apport principal de cette base de données PerfDuB.

À noter que, tout au long du rapport, lorsque le terme « liant » est utilisé seul, celui-ci signifie « liant total ». Lorsqu'un « liant équivalent » selon NF EN 206/CN est utilisé, il est clairement précisé « liant équivalent ».

3. Présentation de la base de données et de sa représentativité

3.1. Présentation de la base de données et de sa représentativité

3.1.1. Caractéristiques des 42 bétons étudiés

Afin de mettre en place une approche performantielle dans les référentiels normatifs liés aux ouvrages de génie civil et du bâtiment, le Projet National PerfDuB a réalisé et caractérisé un large panel de 42 bétons. Ces 42 bétons couvrent toutes les classes d'exposition. La plupart d'entre eux sont dimensionnés selon les exigences normatives prescriptives de la norme NF EN 206/CN, certains bétons dérogent volontairement sur les critères de teneur en liant équivalent, rapport eau/liant équivalent, type de granulats. La résistance à la compression varie de C20/25 à C70/85. L'objectif est d'obtenir une base de données représentative en termes de niveaux de performances de durabilité. Le programme expérimental intègre plusieurs origines de constituants :

- liants : large gamme de ciments différents (CEM I, CEM II, CEM III et CEM V) et d'additions (laitier de haut fourneau, métakaolin, cendres volantes, fumée de silice, addition siliceuse et addition calcaire). Les rapports « Addition / (Addition + Ciment) » ont été volontairement retenus entre 0 et 65 % ;
- granulats : origine minéralogique et qualités physico-chimiques très différentes, notamment en ce qui concerne l'absorption d'eau. Cinq typologies de granulats sont étudiées (Tableau 3.1) : alluvionnaire semi-concassé avec une absorption d'environ 1 % (G1), alluvionnaire naturel avec une absorption d'environ 2,7 % (G2), calcaire concassé avec une absorption d'environ 0,6 % (G3), calcaire concassé avec une absorption d'environ 4 % (G4) et un mélange de sable marin avec une absorption de 0,8 % et de gneiss concassé avec une absorption de 0,5 % (G5) ;

Tableau 3.1 – Granulats utilisés dans les 42 bétons.

	G1	G2	G3	G4	G5
Minéralogie	Alluvionnaire siliceux	Alluvionnaire silico-calcaire	Calcaire dur	Calcaire	Sable : marin Gravillons : gneiss
Forme	Semi-concassé	Sable : roulé Gravillons : une coupure roulée et une coupure concassée	Concassé	Concassé	Sable : roulé Gravillons : concassés
Absorption d'eau	0/4 – 0,7 % 4/11 – 1,0 % 11/22 – 1,3 %	2,7%	0,6%	0/4 – 4,0 % 4/10 – 4,4 % 10/20 – 4,0 %	0/4 – 0,8 % 4/11 – 0,4 % 11/22 – 0,5 %
D_{max} [mm]	22	20	20	20	22

- adjuvants : des produits adaptés aux liants et granulats et sélectionnés pour garantir le cahier des charges en matière de durée pratique d'utilisation (ouvrabilité dans le temps) ;
- eau efficace : rapport eau efficace/liant variant de 0,35 à 0,60.

3.1.2. Groupe de bétons

3.1.2.1. En fonction de la teneur en clinker du liant

Pour comparer les propriétés de durabilité des 42 bétons, les bétons sont regroupés en 3 groupes en fonction de la teneur en clinker du liant (Figure 3.1).

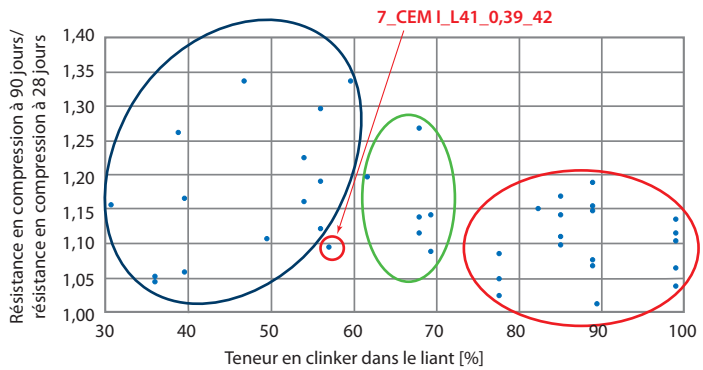


Figure 3.1 – Représentation schématique du choix des groupes de béton pour l'étude des propriétés de durabilité ; les groupes sont basés sur l'évolution de la résistance à la compression et de la teneur en clinker dans le liant.

- Le premier groupe (« Groupe 1 » dans les paragraphes suivants du document) comprend les bétons dont la teneur en clinker est comprise entre 78 % et 99 %, en rouge sur la Figure 3.1. Il correspond aux bétons réalisés avec CEM I avec ou sans addition de calcaire, CEM II/A-LL, CEM II/A-S avec ou sans addition de calcaire, CEM I + fumée de silice, CEM I + métakaolin. Il a été décidé d'inclure le béton 7 (BAP avec un fort volume de pâte et une forte proportion de clinker) dans ce Groupe 1.

- Le deuxième groupe (« Groupe 2 » dans la suite) comprend les bétons à teneur en clinker comprise entre 60 % et 70 %, en vert sur la Figure 3.1. Il correspond aux bétons réalisés avec CEM I + cendres volantes, CEM I + calcaire, CEM I + addition siliceuse.
- Le troisième groupe (« Groupe 3 » dans la suite) comprend les bétons à teneur en clinker comprise entre 30 % et 60 %, en bleu sur la Figure 3.1. Il correspond aux bétons réalisés avec CEM I + calcaire, CEM I + laitier, CEM III/A, CEM V, CEM II/A-LL + cendres volantes, CEM II/A-LL + laitier.

3.1.2.2. En fonction des classes de résistance en compression des bétons

De la même manière, et toujours pour comparer les propriétés de durabilité des 42 bétons, 3 groupes de bétons basés sur les classes de résistance à la compression, déterminées à partir des résultats obtenus en laboratoire, sont définis :

- le « Groupe A » regroupe les classes de résistance en compression C20/25, C25/30, C30/37 ;
- le « Groupe B » associe les classes de résistance en compression C35/45, C40/50, C45/55 ;
- le « Groupe C » comprend les classes de résistance en compression les plus élevées C50/60, C55/67, C70/85.

3.1.3. Nomenclature des bétons

Les bétons sont nommés comme suit : Numéro du béton_Type de ciment_Type d'addition_ Teneur en addition dans le liant_Eau efficace/liant_Résistance moyenne à la compression à 28 jours mesurée sur 3 éprouvettes (Ø 11 cm × H 22 cm). Par exemple, « 5_CEM I_ S60_0,58_26 » correspond au béton n°5 qui est réalisé avec du CEM I et du laitier (60 % du liant). Son rapport eau efficace/liant est égal à 0,58 et $f_{cm,cyl,28}$ = 26 MPa.

La nomenclature des 42 bétons testés dans le cadre du projet ainsi que les classements par groupe sont résumés dans le Tableau 3.2.

3.1.4. Formulation des bétons, fabrication et cure

La fabrication des bétons a été répartie entre 4 laboratoires (Vinci Construction France, Bouygues, CERIB et LafargeHolcim) suivant la même méthodologie définie dans PerfDuB. L'objectif était de définir un cadre permettant à tous les laboratoires d'utiliser les mêmes protocoles : préparation des granulats, caractérisation des constituants, formulation du béton, malaxage, cure, traçabilité des éprouvettes, synthèse des résultats de laboratoire, etc.

Chaque composition a été calée dans une phase de pré-étude avec un ajustement de la nature et du dosage d'adjuvant. La consistance visée des bétons selon la norme NF EN 12350-2 est de 180 ± 30 mm à 1 heure.

La préparation des éprouvettes a été réalisée selon la norme NF EN 12390-2 : mise en place du béton par vibration jusqu'à obtention d'une surface de béton lisse et brillante, sans grosses bulles.

Deux types de cure ont été appliquées :

- cure humide (CH) : cure standard (conservation dans l'eau ou dans une pièce avec une humidité relative supérieure ou égale à 95 %) ;

- cure sèche (CS) : équivalent à la classe 2 de la norme NF EN 13670 consistant en une cure humide jusqu'à ce que la résistance atteigne 35 % de la classe de résistance à la compression obtenue à 28 jours puis conservation dans un environnement à 20 °C et humidité relative de laboratoire.

Tableau 3.2 – Nomenclature des bétons et classement par groupe.

N° du béton	Nomenclature	Granulats	Groupe basé sur la teneur en clinker	Groupe basé sur les classes de résistance à la compression
1	1_CEM I_ 0,5_43	G2	1	B
2	2_CEM I_V30_0,52_33	G2	2	A
3	3_CEM II/A-LL_0,6_41	G2	1	A
4	4_CEM III/A_ 0,53_37	G2	3	A
5	5_CEM I_S60_0,58_26	G2	3	A
6	6_CEM I_L30_0,46_34	G2	2	A
7	7_CEM I_L41_0,39_42	G2	1	B
8	8_CEM II/A-LL_V30_0,53_31	G2	3	A
9	9_CEM II/A-LL_S45_0,57_31	G2	3	A
10	10_CEM II/A-LL_0,61_32	G2	1	A
11	11_CEM II/A-LL_0,54_50	G1	1	B
12	12_CEM I_S60_0,55_46	G1	3	B
13	13_CEM I_L30_0,42_39	G1	2	A
14	14_CEM I_0,55_38	G1	1	A
15	15_CEM I_0,48_58	G1	1	C
16	16_CEM II/A-S_0,5_51	G1	1	B
17	17_CEM III/A_0,5_47	G1	3	B
18	18_CEM I_V37_0,53_56	G1	2	B
19	19_CEM II/A-S_0,5_60	G3	1	C
20	20_CEM II/A-S_0,5_59	G4	1	B
21	21_CEM I_L30_0,39_57	G1	2	B
22	22_CEM II/A-LL_0,49_53	G1	1	B
23	23_CEM II/A-S_0,49_46	G2	1	B
24	24_CEM II/A-S_0,5_44	G5	1	B
25	25_CEM I_0,5_39	G1	1	B
26	26_CEM I_0,45_39	G1	1	B
27	27_CEM I_S50_0,43_68	G1	3	C
28	28_CEM I_0,45_NM	G1	1	C
29	29_CEM I_S60_0,42_NM	G1	3	C

N° du béton	Nomenclature	Granulats	Groupe basé sur la teneur en clinker	Groupe basé sur les classes de résistance à la compression
30	30_CEM I_V30_0,35_64	G1	2	C
31	31_CEM III/A_0,4_67	G1	3	C
32	32_CEM I_S50_0,33_90	G1	3	C
33	33_CEM III/A_0,45_52	G1	3	B
34	34_CEM III/A_0,45_59	G1	3	B
35	35_CEM V/A (S-V)_0,45_66	G1	3	C
36	36_CEM V/A (S-V)_0,45_49	G4	3	B
37	37_CEM V/A (S-V)_0,45_56	G3	3	B
38	38_CEM I_D8_0,38_94	G1	1	C
39	39_CEM I_M20_0,43_62	G2	1	C
39b	39b_CEM I_M20_0,42_66	G2	1	C
40	40_CEM I_Qz30_0,49_28	G2	2	A
41	41_CEM I_M20_0,35_93	G1	1	C

Les compositions de béton sont données en annexe A.

3.1.5. Essais réalisés

Les températures du béton frais et du laboratoire ont été mesurées à t_5, t_{30} et t_{60}. L'humidité relative des laboratoires a également été mesurée. Tous les bétons ont été caractérisés comme suit :

- état frais :
  - affaissement selon NF EN 12350-2 à $t_{5\text{minutes}}$, t_{30}, t_{60} et t_{90} ;
  - pour le BAP : étalement selon NF EN 12350-5 et stabilité du tamis à t_5 et t_{60} ;
  - masse volumique selon NF EN 12350-6 ;
  - teneur en air selon NF EN 12350-7.
- état durci :
  - résistance à la compression selon NF EN 12390-3 à 24 heures, 7 jours, 28 jours et 90 jours. 3 cylindres (Ø 11 cm × H 22 cm) ont été testés à chaque échéance ;
  - essais de durabilité selon le Tableau 3.3.

Tableau 3.3 – Essais de durabilité effectués sur les 42 bétons du PN PerfDuB.

	Propriétés	Cure humide	Cure sèche	Échéance d'essais [jour]
Pour tous les bétons	Perméabilité aux gaz CEMBUREAU	✓		28, 90
	Porosité accessible à l'eau	✓		28, 90
	Absorption d'eau par capillarité	✓	✓	28, 90
	Absorption d'eau par immersion	✓		28, 90
	Diffusion de l'oxygène	✓		28, 90
	Migration des ions chlorure	✓		28, 90
	Résistivité électrique	✓		28, 90
	Carbonatation naturelle	✓	✓	90
	Carbonatation accélérée selon XP P18-458	✓	✓	90
	Carbonatation accélérée selon prNF EN 12390-12 (avec préconditionnement PerfDuB)	✓	✓	90
Pour certains bétons	Perméabilité aux gaz Torrent	✓		28, 90
	Perméabilité aux gaz sur des éprouvettes de diamètre 50 mm	✓		
	Biodégradation	✓		
	Lixiviation à pH constant	✓		
	Attaque sulfatique externe	✓		
	Coefficient de diffusion naturelle des ions chlorure	✓		90

3.1.6. Cartographie des propriétés mécaniques et de durabilité

3.1.6.1. Classes de résistance mécanique à la compression

La Figure 3.2 illustre la répartition des classes de résistance mécanique à la compression des 42 bétons du PN PerfDuB.

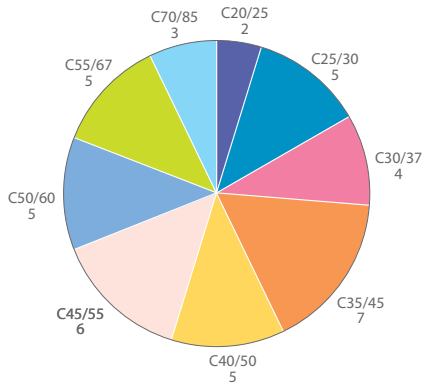


Figure 3.2 – Répartition des classes de résistance à la compression des 42 bétons du PN PerfDuB.

3.1.6.2. Cartographie des propriétés de durabilité

Les figures suivantes (3.3 à 3.10) montrent l'étendue des propriétés de durabilité pour chaque classe de résistance et mettent en évidence la représentativité de la base de données étudiée dans PerfDuB sous forme de « boîte à moustache ». La ligne centrale dans la boîte indique la médiane des données : la moitié des données est supérieure à cette valeur et l'autre moitié est inférieure. Le bas et le haut de la boîte montre les 25^{e} et 75^{e} quantiles. Ces deux quantiles sont également appelés quartiles car chacun coupe un quart (25 %) des données. Les moustaches s'étendent ensuite jusqu'aux valeurs de données minimales et maximales : le point le plus bas est le minimum de l'ensemble de données et le point le plus haut est le maximum de l'ensemble de données. La croix indique la valeur moyenne.

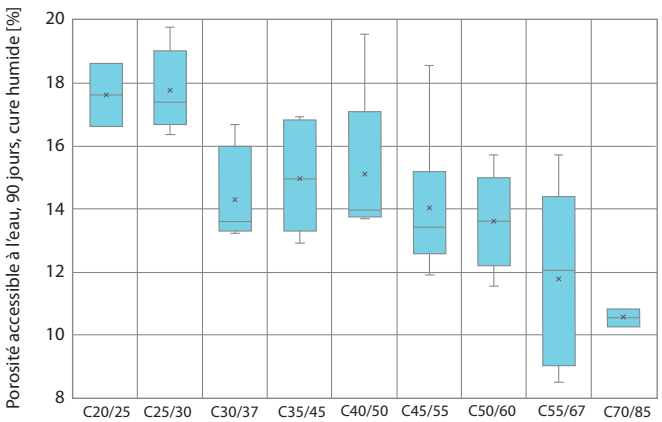


Figure 3.3 – Cartographie des 42 bétons : porosité accessible à l'eau – valeurs moyennes.

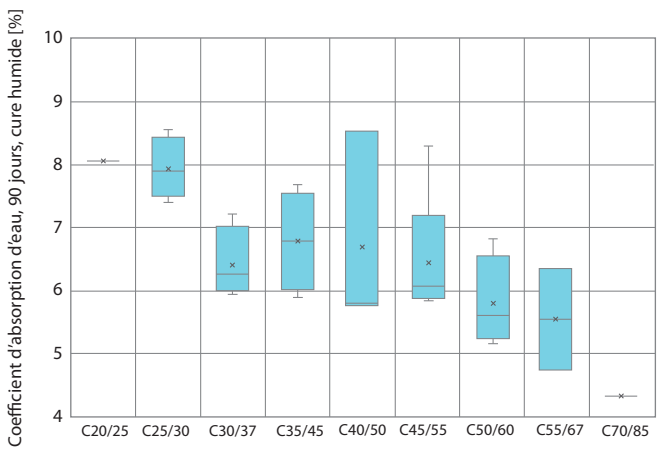


Figure 3.4 – Cartographie des 42 bétons : coefficient d'absorption d'eau par immersion – valeurs moyennes.

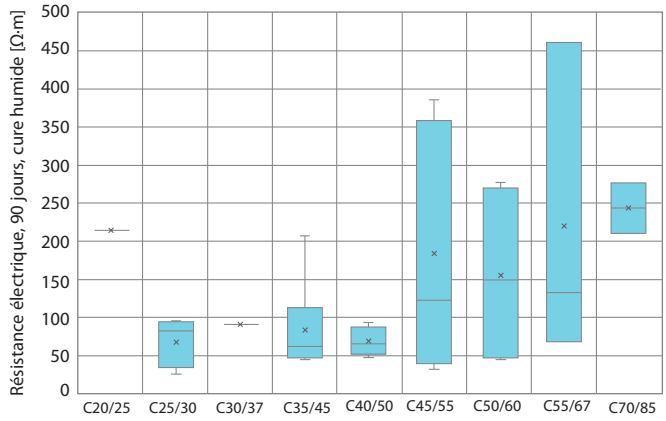


Figure 3.5 – Cartographie des 42 bétons : résistivité électrique – valeurs moyennes.

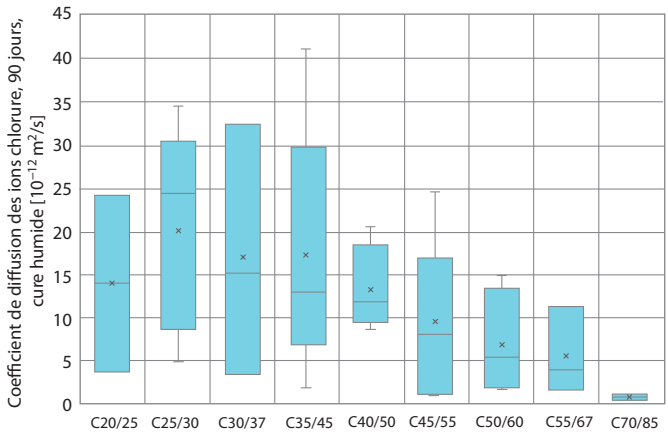


Figure 3.6 – Cartographie des 42 bétons : coefficient de diffusion des ions chlorure – valeurs moyennes.

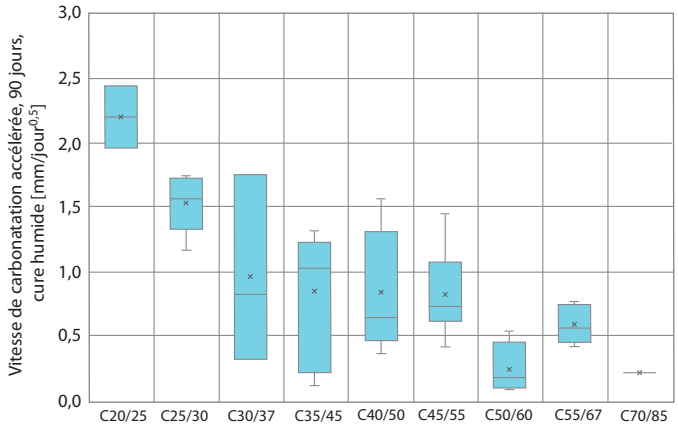


Figure 3.7 – Cartographie des 42 bétons : vitesse de carbonatation accélérée selon le mode opératoire EN 12390-12 (incluant le préconditionnement alternatif du PN PerfDuB) – valeurs moyennes.

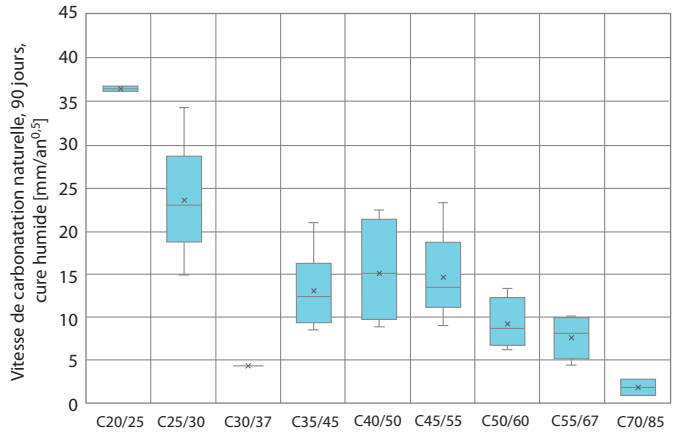


Figure 3.8 – Cartographie des 42 bétons : vitesse de carbonatation naturelle – valeurs moyennes.

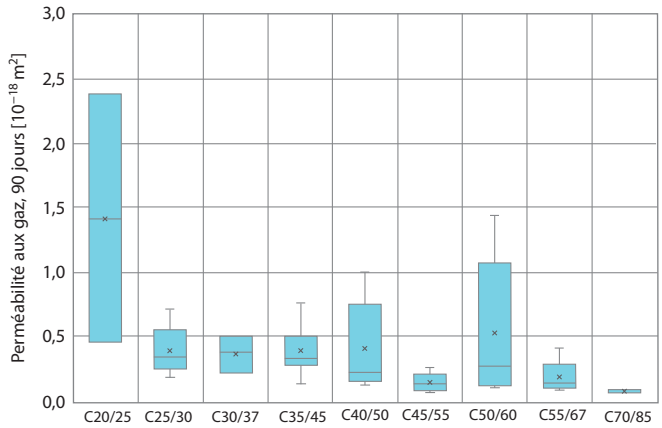


Figure 3.9 – Cartographie des 42 bétons : perméabilité aux gaz CEMBUREAU après séchage jusqu'à masse constante – valeurs moyennes.

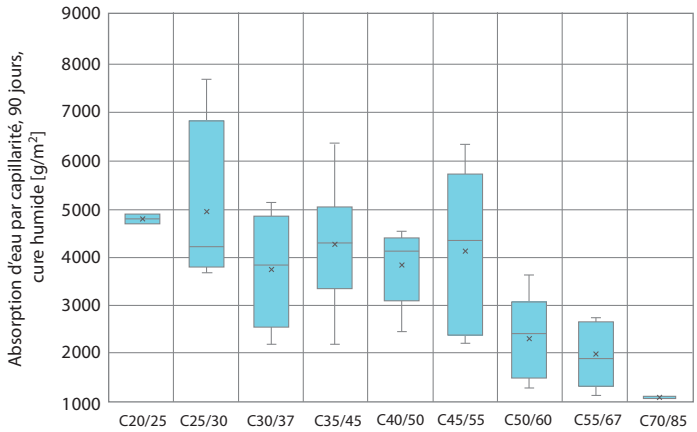


Figure 3.10 – Cartographie des 42 bétons : absorption d'eau par capillarité – valeurs moyennes.

3.2. Conclusions

La base de données importante et représentative du projet national PerfDuB constitue un outil déterminant et indispensable dans la méthodologie pour déterminer les valeurs seuils des grandeurs associées à la durabilité des bétons justifiés par une approche performantielle.

La fabrication, la caractérisation et l'analyse des 42 bétons contribuent à déterminer des valeurs seuils robustes pour chaque indicateur de durabilité. Ces résultats combinés à ceux obtenus par la modélisation (GT2B) et à ceux donnés par le retour d'expérience des ouvrages anciens (GT2A) sont les trois méthodologies qui ont permis de définir les bases de la méthodologie d'application de l'approche performantielle.

4. Porosité accessible à l'eau, absorption d'eau et résistivité

4.1. Modes opératoires

Le mode opératoire de la mesure de la porosité accessible à l'eau est basé sur celui adapté de la norme française NF P18-459 (2010).

Le mode opératoire de la mesure de l'absorption par immersion est celui décrit dans l'annexe F des règles communes aux produits préfabriqués en béton NF EN 13369.

4.2. Porosité et absorption d'eau

Les résultats obtenus sur les 42 bétons testés dans le cadre du projet sont résumés dans le Tableau 3.4.

Tableau 3.4 – Synthèse des résultats expérimentaux.

N° du béton	Porosité accessible à l'eau [%]		Absorption d'eau [%]		N° du béton	Porosité accessible à l'eau [%]		Absorption d'eau [%]	
	28 j	90 j	28 j	90 j		28 j	90 j	28 j	90 j
1	16,3	16,9	7,3	7.2	22	13,5	13,4	5,9	5,9
2	17,0	17,4	7,1	7.8	23	16,2	15,3	–	–
3	–	13,3	–	6.0	24	13,3	13,3	6,0	5,9
4	–	16,7	–	7.2	25	13,0	13,8	–	–
5	19,0	18,6	7,9	8.1	26	12,9	12,9	–	–
6	16,1	17,0	7,1	7.4	27	11,6	13,1	5,0	4,8
7	15,8	16,8	8,3	7,7	28	11,9	8,5	–	–
8	18,0	19,8	–	–	29	10,3	9,6	–	–
9	16,2	16,4	7,9	8,1	30	11,5	11,6	4,6	5,2
10	17,7	18,3	8,9	8,6	31	11,7	12,1	–	–

N° du béton	Porosité accessible à l'eau [%]		Absorption d'eau [%]		N° du béton	Porosité accessible à l'eau [%]		Absorption d'eau [%]	
	28 j	90 j	28 j	90 j		28 j	90 j	28 j	90 j
11	14,8	14.6	–	–	32	12,2	–	–	–
12	14,5	14,7	6,5	6,5	33	14,2	14,0	6,1	5,8
13	14,8	13,4	6,1	6,1	34	13,8	13,4	5,9	–
14	13,6	13,9	6,1	6,4	35	13,8	14,3	–	–
15	13,4	13,6	5,7	5,5	36	19,3	19,6	8,7	8,5
16	13,8	13,7	5,8	5,8	37	13,0	12,8	5,5	6,1
17	14,3	15,0	–	–	38	9,9	10,3	–	–
18	13,6	14,1	6,2	5,9	39	15,4	15,7	6,7	6,8
19	13,5	12,8	5,6	5,8	39b	15,2	15,7	6,1	6,4
20	18,2	18,6	8,5	8,3	40	16,0	16,6	7,6	8,1
21	–	11,9	–	6,1	41	10,6	10,8	4,4	4,3

4.2.1. Impact de la porosité des granulats sur la porosité accessible à l'eau

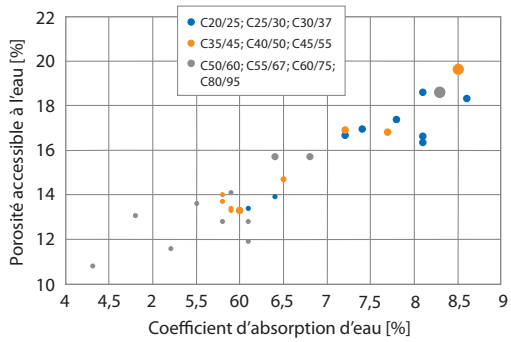
Les granulats utilisés pour la fabrication des 42 bétons ont des coefficients d'absorption d'eau différents selon leur origine, pouvant avoir un impact sur la porosité accessible à l'eau du béton. Les granulats G2 ont un coefficient d'absorption d'eau de 2,5 % et les granulats G4 ont un coefficient d'absorption d'eau de 4 %. Pour les granulats G1, G3, G5, le coefficient d'absorption d'eau est égal ou inférieur à 1 %.

Les groupes de béton selon la teneur en clinker dans les bétons, définies en 3.1.2.1, ne présentent pas une pertinence suffisante pour analyser en totalité la porosité accessible à l'eau, qui est une propriété plus physique.

Les groupes de béton selon les classes de résistance en compression des bétons, définies en 3.1.2.2, sont proposées afin d'analyser la distribution de la porosité accessible à l'eau avec le coefficient d'absorption d'eau par immersion (Abs%) (Figure 3.11).

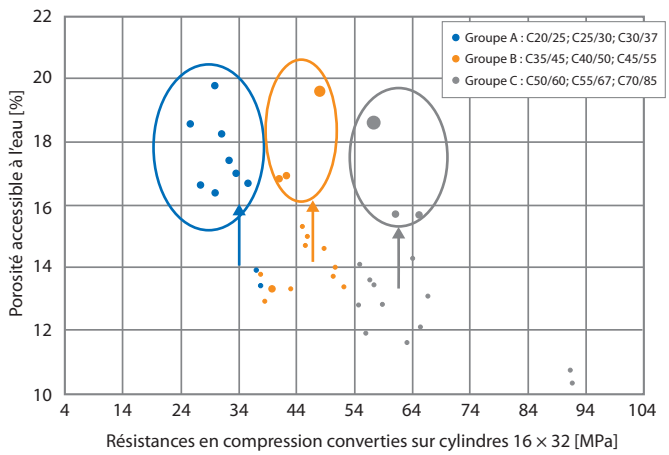
Les groupes de béton selon les classes de résistance en compression des bétons, définies en 3.1.2.2, sont aussi utilisées afin d'analyser la distribution de la porosité accessible à l'eau en fonction des résistances en compression des bétons (Figure 3.12).

Les résultats présentés en Figures 3.11 et 3.12 mettent en évidence l'influence de l'absorption d'eau des granulats sur la porosité à l'eau du béton. Pour les bétons de classes de résistance à la compression supérieures à C50/60, la porosité à l'eau des bétons est inférieure à 14 %, quels que soient les autres paramètres de composition, sauf en cas d'utilisation de granulats à 2,5 % et 4 % d'absorption d'eau. Pour ces bétons, les valeurs de porosité à l'eau sur béton varient entre 15,8 % (granulats à 2,5 % d'absorption d'eau) et 18,6 % (granulats à 4 % d'absorption d'eau).



∘ 15 bétons incluant des granulats de faible absorption d'eau (< 1%)
○ 12 bétons incluant des granulats d'absorption d'eau moyenne (environ 2,5%)
◯ 2 bétons incluant des granulats d'absorption d'eau élevée (environ 4%)

Figure 3.11 – Porosité accessible à l'eau en fonction du coefficient d'absorption d'eau à 90 jours.



∘ 24 bétons incluant des granulats de faible absorption d'eau (< 1%)
○ 13 bétons incluant des granulats d'absorption d'eau moyenne (environ 2,5%)
◯ 2 bétons incluant des granulats d'absorption d'eau élevée (environ 4%)

Figure 3.12 – Distribution de la porosité accessible à l'eau en fonction de la classe de résistance mécanique ; influence de l'absorption d'eau des granulats.

Plus de 90 % des bétons employant des granulats à forte absorption ont une porosité à l'eau mesurée supérieure à 15 %, quelle que soit la classe de résistance à la compression. Tous les bétons réalisés avec les granulats G1, G3 et G5 ont une porosité d'absorption d'eau inférieure à 15,5 %, quelle que soit la classe de résistance à la compression.

4.2.2. Introduction du rapport porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte

La littérature montre que l'emploi de granulats ayant une absorption d'eau moyenne pourrait augmenter la porosité à l'eau du béton considéré. Cependant, une augmentation de cette porosité ne serait pas nécessairement corrélée à une dégradation des propriétés de durabilité.

Afin de pouvoir concentrer les analyses sur la porosité de la pâte, l'utilisation de la porosité à l'eau liée au volume de pâte montre plusieurs résultats intéressants, comme vu dans [Rozière, 2007].

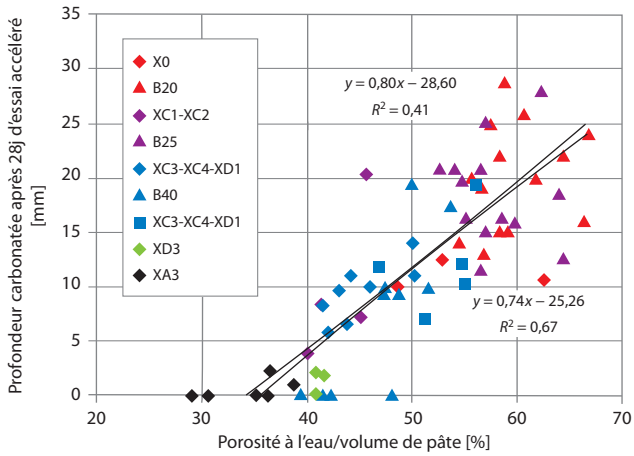


Figure 3.13 – Profondeur de carbonatation à 28 jours en fonction de la porosité de la pâte rapportée au volume de pâte et des spécifications de la norme pour les classes d'exposition [Rozière, 2007].

Dans sa thèse, [Rozière, 2007] a étudié plusieurs bétons selon les spécifications de la norme avec plusieurs granulats. L'auteur mentionne que plusieurs rapports « porosité à l'eau/volume de pâte » ont été étudiés pour observer l'impact de la porosité de la pâte sur la profondeur de carbonatation (obtenue avec la norme française XP P18-458).

Le volume de pâte [en %], ou plus exactement la fraction volumique de pâte [en %], d'une formulation de béton est conventionnellement défini selon l'équation [3.1] :

$$\text{Fraction volumique de pâte [\%]} = 100 - \text{fraction volumique des particules de granulats supérieures à 0,063 mm [\%]} \qquad \text{[Équ. 3.1]}$$

Les résultats de la Figure 3.13 ne montrent pas de différences significatives de comportement entre des bétons de mêmes classes d'exposition mais réalisés avec des granulats différents.

Avec des différences importantes de porosités (globales ou de la pâte), qui seraient des conséquences indirectes des variations des granulats, les écarts ne conduisent pas nécessairement à des variations correspondantes sur les mesures des profondeurs de carbonatation.

La tendance générale constatée est l'augmentation de la profondeur carbonatée avec la porosité mais, pour une valeur de porosité donnée, une forte dispersion des valeurs de profondeur de carbonatation se produit.

4.2.3. Lien entre la porosité à l'eau et les autres propriétés de durabilité

Le Tableau 3.5 présente les résultats de durabilité obtenus à partir des essais sur les 42 bétons. Les résultats sont exprimés en valeurs caractéristiques : porosité accessible à l'eau, vitesse de carbonatation, résistivité, coefficient de migration apparente des ions chlorure et perméabilité aux gaz.

Tableau 3.5 – Valeurs caractéristiques* pour chacun des 42 bétons.

N° du béton	$P_{eau,k,90j}$ [%]	$v_{acc,k,90j}$ [mm/jour^{0,5}]	ρ_k [Ω·m]	$D_{rcm,k}$ [10^{-12} m^2/s]	$k_{sec,k}$ [10^{-18} m^2]	N° du béton	$P_{eau,k,90j}$ [%]	$v_{acc,k,90j}$ [mm/jour^{0,5}]	ρ_k [Ω·m]	$D_{rcm,k}$ [10^{-12} m^2/s]	$k_{sec,k}$ [10^{-18} m^2]
1	18,2	1,38	69	34,3	168,8	22	14,4	0,92	58	18,9	44,7
2	18,7	2,26	120	16,5	166,1	23	16,5	0,30	84	14,1	420,7
3	14,3	1,11	113	20,2	114,9	24	14,3	1,39	59	20,2	236,7
4	18,0	2,33	–	–	276,8	25	14,9	0,75	79	15,8	96,9
5	20,0	3,24	270	4,8	1 323,1	26	13,9	0,17	104	11,3	150,9
6	17,3	1,56	53	35,0	215,9	27	14,1	0,98	–	–	83,0
7	18,1	1,63	57	54,4	70,6	28	9,2	0,56	85	14,9	40,1
8	21,3	1,99	104	30,1	104,1	29	10,3	0,65	–	–	63,0
9	17,7	2,09	118	6,3	395,8	30	12,5	0,00	–	–	55,4
10	19,7	2,32	33	45,5	185,5	31	13,0	1,03	579	2,0	72,7
11	15,7	1,41	60	27,3	66,2	32	13,1	0,30	–	–	30,4
12	15,6	1,32	–	–	276,8	33	15,1	0,51	–	–	276,8
13	15,9	0,00	–	–	207,6	34	14,4	1,92	484	1,3	141,2
14	14,6	0,44	–	42,9	–	35	15,4	0,21	312	2,1	146,7
15	14,6	0,72	63	19,8	67,5	36	21,1	2,08	117	15,2	552,2
16	14,8	0,87	84	11,3	117,2	37	13,8	1,28	419	1,4	31,8
17	16,2	1,75	259	2,2	179,9	38	11,1	–	–	0,4	42,2
18	15,2	1,04	154	3,0	101,7	39	16,9	0,30	350	2,9	800,0
19	13,8	0,13	57	11,3	388,9	39b	16,9	0,31	167	5,0	225,6
20	20,0	0,57	40	32,5	40,1	40	17,9	0,76	–	32,0	245,0
21	12,8	0,94	–	18,0	96,9	41	11,4	2,59	264	1,4	30,4

* cf. section 10 pour le calcul de la valeur caractéristique.

4.2.3.1. Lien entre porosité et perméabilité aux gaz

La mesure de la perméabilité aux gaz a été réalisée sur la majorité des 42 bétons. L'évolution de la perméabilité aux gaz en fonction du ratio porosité accessible à l'eau/volume de pâte est présentée Figure 3.14.

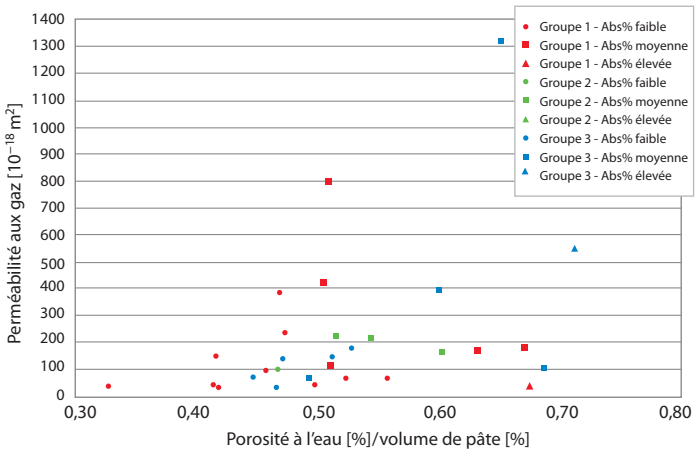


Figure 3.14 – Évolution de la perméabilité aux gaz en fonction du ratio porosité accessible à l'eau/volume de pâte ; influence de l'absorption d'eau des granulats et du volume de pâte.

La Figure 3.14 montre que la perméabilité aux gaz n'est pas corrélée à la porosité accessible à l'eau du béton, et ce quelle que soit le groupe de béton sélectionné ou la nature des granulats. Aucun lien robuste ne peut être déterminé pour définir certains critères avec cet indicateur. L'exploitation des résultats de perméabilité aux gaz est détaillée dans la section 5.

4.2.3.2. Lien entre porosité et vitesse de carbonatation accélérée mesurée selon EN 12390-12 (avec préconditionnement adapté) – Cure humide

En Figure 3.15 est illustrée l'influence de la porosité à l'eau sur la vitesse de carbonatation accélérée du béton (les numéros associés à chaque béton correspondent au numéro du béton tel qu'indiqué Tableau 3.2).

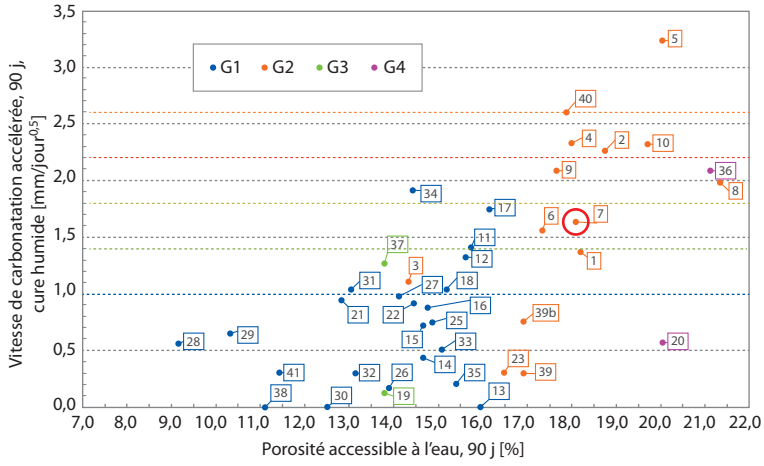


Figure 3.15 – Lien entre la carbonatation accélérée selon le protocole PerfDuB et la porosité accessible à l'eau – valeurs caractéristiques.

L'absorption d'eau des granulats a, comme vu dans la partie précédente, un impact significatif sur la porosité à l'eau du béton. Celle-ci est bien visible avec la répartition des résultats (couleur des points liée au type de granulats ; voir Tableau 3.2).

Dans le projet PerfDuB, il a été décidé d'utiliser un critère alternatif basé sur des indicateurs permettant une meilleure prise en compte des bétons à forts volumes de pâte.

La Figure 3.16 présente la vitesse de carbonatation accélérée en fonction de cet indicateur « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte ».

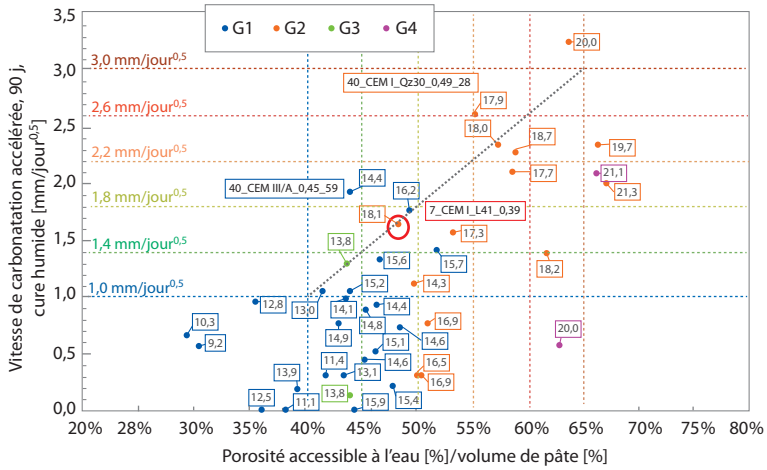


Figure 3.16 – Distribution de la vitesse de carbonatation accélérée en fonction du ratio « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte » – valeurs caractéristiques ; les étiquettes de chaque point correspondent à la valeur caractéristique de la porosité accessible à l'eau (%).

Cette méthode permet de valoriser les bétons autoplaçants malgré un volume de pâte relativement élevé, comme le montre le béton 7 pointé sur la Figure 3.16.

La grande dispersion des résultats montrée dans la Figure 3.16 conduit à adopter une approche sécuritaire dans la définition des valeurs seuils de la « porosité à l'eau/volume de pâte » comme critère alternatif pour les classes d'exposition XC.

Le choix des valeurs seuils est représenté par les lignes pointillées sur la Figure 3.16. La pente de la ligne pointillée noire est définie de telle manière que l'utilisation de ce critère alternatif ne permet pas de valider des bétons dont la vitesse de carbonatation accélérée serait supérieure aux valeurs seuils représentées par les lignes pointillées horizontales.

À titre d'exemple, en retenant un critère « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte » inférieur à 55 %, on s'assure que les bétons validés correspondants ne présentent pas une vitesse de carbonatation supérieure à 2,2 mm/jour^{0,5}.

Avec cette approche, seuls trois bétons ne remplissent pas le critère « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte » par rapport au taux de carbonatation accélérée, mais force est de constater que deux des trois bétons répondent aux spécifications de l'approche prescriptive de la norme NF EN 206/CN.

Le Tableau 3.6 présente les critères de performance relatifs à la vitesse de carbonatation accélérée et le rapport « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte ».

Tableau 3.6 – Critères de performance relatifs à la vitesse de carbonatation accélérée et le rapport « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de volume de pâte »

Critères de performance (valeurs caractéristiques à 90 %)		
Option 1	**Option 2**	**À titre d'information**
Vitesse de carbonatation accélérée selon protocole PerfDuB, cure humide de 90 jours [mm/jour^{0,5}]	**Porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte [%]**	**Porosité accessible à l'eau type pour un béton avec 30 % de volume de pâte [%]**
1,0	40	12,0
1,4	45	13,5
1,8	50	15,0
2,2	55	16,5
2,6	60	18,0
3,0	65	19,5

La grande dispersion des résultats a nécessité d'adopter une approche sécuritaire importante dans la définition de ces seuils et de permettre l'utilisation de l'une des propriétés considérées comme une option de substitution à l'autre (à l'exception des bétons 34 et 40).

4.2.3.3. Lien avec les observations sur les structures anciennes (travaux GT2A)

Certaines des valeurs de porosité peuvent sembler élevées par rapport aux performances attendues. Toutefois, les valeurs limites de porosité proposées doivent être comparées aux mesures de porosité à l'eau effectuées sur des structures anciennes (travail GT2A dans la classe d'exposition XC4, qui varient entre 13,2 % et 18,7 %). Les problèmes de corrosion rencontrés sont systématiquement liés à des défauts similaires. Pour les structures qui ne sont pas affectées par la corrosion et dont l'âge varie entre 51 ans et 107 ans, les valeurs de porosité sont comprises entre 13,2 % et 17,7 %.

4.3. Lien entre la résistivité et d'autres propriétés de durabilité

4.3.1. Lien entre résistivité et coefficient de migration des chlorures (D_{rcm})

La Figure 3.17 présente les valeurs du coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) et de la résistivité (ρ) exprimées en fonction du rapport eau efficace/liant. Il ne montre pas de forte influence du rapport sur le D_{rcm} des bétons alors que la nature du liant semble être soulignée. Les bétons avec moins de clinker du groupe 3 présentent de faibles valeurs de D_{rcm} et une résistivité globalement plus élevée par rapport aux autres groupes (voir point 3.1.2.1 pour la définition des différents groupes en fonction de la teneur en clinker).

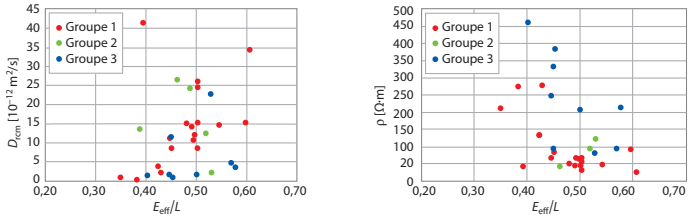


Figure 3.17 – Valeurs du coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) et de la résistivité (ρ) exprimées en fonction du rapport eau efficace/liant ; mesures à 90 jours.

La Figure 3.18 montre que la plupart des bétons du groupe 3 (moins de clinker dans le liant) conduisent à une valeur de résistivité plus élevée. La réduction de la quantité de clinker par substitution par des ajouts minéraux réactifs semble avoir un impact sur la résistivité du béton.

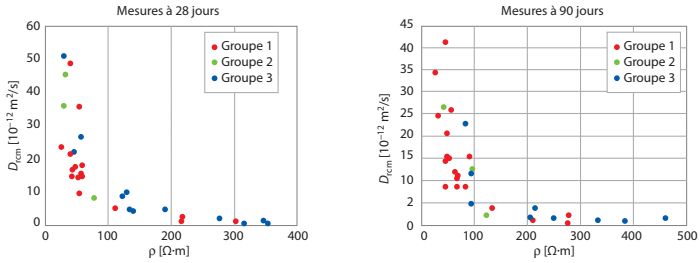


Figure 3.18 – Valeurs du coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) exprimées en fonction de la résistivité (ρ), mesures à 28 jours et à 90 jours.

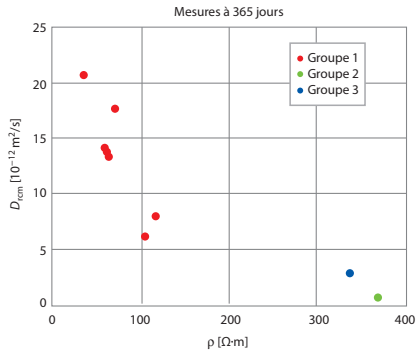


Figure 3.19 – Valeurs du coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) exprimées en fonction de la résistivité (ρ) ; mesures à 365 jours.

Ce résultat a déjà été démontré dans la littérature [Liu *et al.*, 2015] (Figure 3.20). De même, [Denis *et al.*, 2018] ont effectué un test de résistivité électrique et de coefficient de diffusion des ions chlorure lors de l'achèvement d'un projet majeur tel que la Nouvelle Route du Littoral à La Réunion. Les auteurs ont confirmé que la résistivité pourrait être un indicateur de contrôle de la qualité, rapide et fiable, et un outil d'évaluation des performances pour les matériaux en béton.

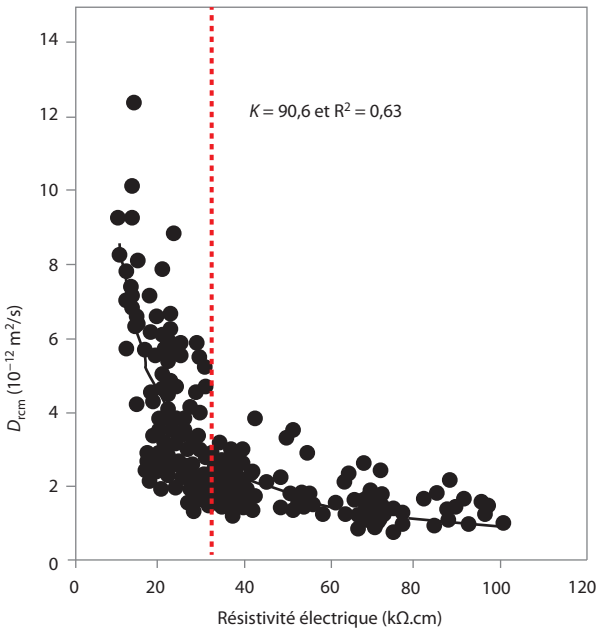


Figure 3.20 – Coefficient de migration des ions chlorure exprimé en fonction de la résistivité [Liu *et al.*, 2015].

Les résultats avec les 42 bétons du projet confirment qu'il y a un intérêt à exploiter davantage cet indicateur facile à mesurer.

La Figure 3.21 présente les mêmes résultats mais sur une échelle logarithmique, montrant alors une forte relation entre le coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) et la résistivité (ρ), pour tous les groupes de béton et les différents types de liants. Ces résultats sont en accord avec d'autres résultats de la littérature tels que ceux de [Andrade *et al.*, 2014] (Figure 3.22).

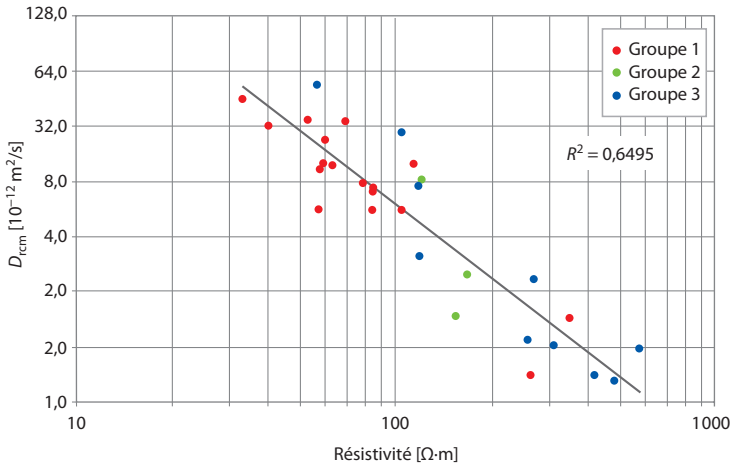


Figure 3.21 – Coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) en fonction de la résistivité (ρ) à 90 jours.

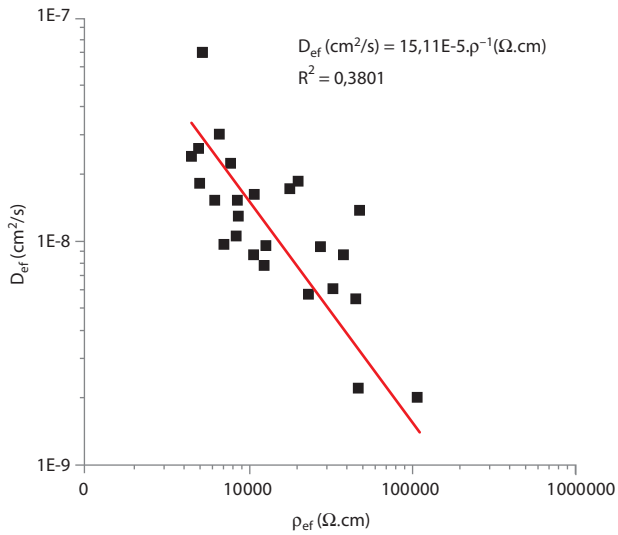


Figure 3.22 – Représentation de la relation entre le coefficient de diffusion effective et la résistivité effective [Andrade *et al.*, 2014].

4.3.2. Lien entre résistivité et carbonatation accélérée

La relation entre la résistivité et la vitesse de carbonatation accélérée est présentée Figure 3.23.

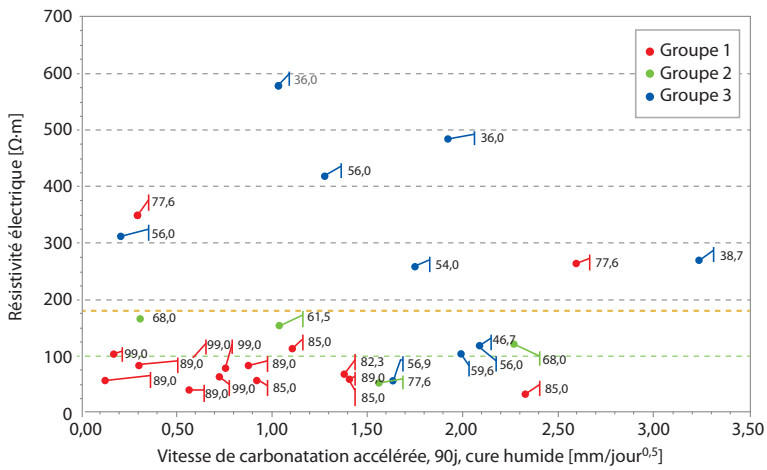


Figure 3.23 – Résistivité (ρ) à 90 jours en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée.

Les couleurs sont liées à l'ensemble de bétons défini précédemment (voir section 3). Les lignes pointillées correspondent aux valeurs seuils de résistivité électrique permettant une modulation des valeurs seuils pour le taux de carbonatation accéléré dans l'approche basée sur la performance ; la teneur en clinker dans le liant apparaît pour chaque béton.

La Figure 3.23 montre qu'il n'existe pas une telle corrélation entre les résultats des deux essais. Cependant, comme détaillé dans le rapport PerfDuB-GT2B, la résistivité du béton est impliquée dans la phase de propagation de la corrosion. Une modulation des valeurs seuils de

vitesse de carbonatation accélérée pour les différentes classes d'exposition est introduite, sur la base de la modélisation PerfDuB. Cette modulation permet de prendre en compte les bonnes performances des bétons à haute résistivité vis-à-vis du développement de la corrosion, en particulier les bétons avec des ajouts minéraux (voir section 3 pour les différents groupes de béton en fonction de la proportion de clinker dans le liant).

La modulation proposée à la Figure 3.23 (première classe : résistivité moyenne inférieure à 100 Ω·m ; deuxième classe : résistivité moyenne comprise entre 100 Ω·m et 175 Ω·m ; troisième classe : résistivité moyenne supérieure à 175 Ω·m) permet donc de valoriser les bétons avec des ajouts minéraux efficaces en ce qui concerne la phase de propagation de la corrosion et dont les résistivités électriques mesurées sont élevées.

4.4. Conclusions

Avec l'étude de la porosité et de la résistivité en corrélation avec d'autres propriétés de durabilité, les conclusions suivantes ont pu être tirées :

- Porosité et carbonatation : corrélation observée entre ces deux propriétés permettant la définition d'un critère entre vitesse de carbonatation accélérée et « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte », avec une approche sécuritaire dans la définition des valeurs seuils.
- Porosité et perméabilité : il n'y a pas de corrélation entre ces indicateurs généraux. D'une manière générale, il n'a été observé aucune corrélation entre la perméabilité aux gaz et d'autres propriétés de durabilité et paramètres de composition. La pertinence de cet indicateur général et l'utilisation des résultats de la base de données sont détaillées à la section 5.
- Résistivité et coefficient de diffusion des chlorures : un lien est observé, la résistivité est un test pertinent permettant d'estimer des ordres de grandeur de D_{rcm}. À titre d'exemple, il n'a pas été observé de béton ayant des coefficients de diffusion de chlorures supérieurs à 5×10^{-12} m^2/s lorsque la résistivité électrique du béton est supérieure à 175 Ω·m.
- Résistivité et carbonatation : comme détaillé dans le rapport PerfDuB-GT2B (chapitre 4), la résistivité du béton joue un rôle de premier ordre dans la résistance à la propagation de la corrosion. Une modulation des valeurs seuils de taux de carbonatation pour les différentes classes d'exposition est introduite pour tenir compte des bonnes performances des bétons à haute résistivité vis-à-vis du développement de la corrosion, en particulier le béton avec des ajouts minéraux.

5. Perméabilité aux gaz (CEMBUREAU et Torrent)

5.1. Introduction

Cette section porte sur la perméabilité aux gaz, déterminée selon des procédures dérivées des essais CEMBUREAU et Torrent sur 42 et 7 bétons respectivement. Les données sont analysées en regard des compositions des bétons et des spécifications prescriptives, des indicateurs généraux de durabilité, et des essais de performance. Le mode opératoire de type CEMBUREAU requiert un séchage à 80 °C puis à 105 °C jusqu'à masse constante. Les changements induits à l'échelle de la microstructure modifient les matériaux testés de manière

défavorable en fonction de la performance réelle, de telle sorte que l'amélioration des conditions de cure et de la résistance en compression ne se traduit pas par une amélioration correspondante des performances mesurées.

Les corrélations entre la perméabilité aux gaz à l'état sec, la composition et les propriétés des bétons sont également discutées.

5.2. Modes opératoires

5.2.1. Procédure de type CEMBUREAU

La procédure a pour objectif de mesurer la perméabilité apparente d'un corps d'épreuve en béton à différents taux de saturation en eau. L'essai consiste à soumettre le corps d'épreuve à un gradient de pression constant. La perméabilité aux gaz est obtenue en mesurant le débit volumique du gaz Q traversant l'échantillon au moyen de bulles de savon ou d'un débitmètre massique. Le résultat est la perméabilité apparente k [m^2]. Quatre corps d'épreuve sont préparés à partir de deux cylindres Ø 11 cm × H 22 cm, pour chaque mesure (à 28 et 90 jours). La perméabilité apparente est déterminée à trois taux de saturation différents : après un séchage à l'étuve à 80 °C pendant 7 jours et 28 jours (k_7 et k_{28} respectivement) et séchage à 105 °C jusqu'à masse constante (k_{sec}).

5.2.2. Procédure de type Torrent

Le contrôle non destructif permet d'évaluer la durabilité des structures en béton sans avoir à prélever systématiquement des échantillons. L'essai de perméabilité Torrent a été développé pour déterminer la perméabilité en surface. La méthode consiste à générer le vide dans une cellule placée à la surface du béton et de mesurer la vitesse à laquelle la valeur de la pression revient à la pression atmosphérique [Torrent, 1992]. Les deux compartiments de la cellule permettent de créer un flux d'air unidirectionnel dans le compartiment interne. Un modèle permet de calculer le coefficient de perméabilité (équation [3.2]). La perméabilité à l'air k_T a d'abord été calculée en supposant la porosité égale à 15 %, puis la perméabilité $k_{T,cor}$ a été déduite de la porosité réelle des bétons lorsqu'elle était connue (voir section 4).

$$k_T = \left(\frac{V_c}{A}\right)^2 \frac{\mu}{2\varepsilon P_a} \left(\frac{\ln \dfrac{P_a + \Delta P_i(t_f)}{P_a - \Delta P_i(t_f)}}{\sqrt{t_f} - \sqrt{t_0}} \right)^2 \qquad \text{[Équ. 3.2]}$$

avec k_T : perméabilité à l'air [m^2]

V_c : volume du compartiment intérieur [m^3]

A : section du compartiment intérieur [m^2]

μ : viscosité de l'air ($2{,}0\times10^{-5}$ N·s·m^{-2})

ε : porosité du béton, valeur initiale (0,15)

P_a : pression atmosphérique [N·m^{-2}]

ΔP_i : variation de pression dans le compartiment intérieur à la fin de l'essai [N·m^{-2}]

t_f : temps écoulé à la fin de l'essai [s]

t_0 : temps écoulé au début de l'essai (60 s).

L'essai de perméabilité de Torrent a été réalisé sur 7 des 42 bétons (B2, B5, B6, B7, B23, B32, B39) selon la norme suisse SIA 262-1/E:2013. Trois cubes de 15 cm × 15 cm ×15 cm ont été testés après 28 et 90 jours de cure humide. Le préconditionnement consiste en un séchage en étuve de 7 jours à 50 °C. La teneur en eau à la surface du corps d'épreuve est d'abord déterminée à l'aide d'un hygromètre capacitif puis l'essai de perméabilité est réalisé sous une pression de 30 mbar. Les mesures sont effectuées sur les faces latérales.

5.3. Cartographie

Les résultats obtenus sur les 42 bétons sont rassemblés dans le Tableau 3.7.

Tableau 3.7 – Synthèse des résultats expérimentaux de perméabilité aux gaz CEMBUREAU.

N° des bétons	Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]						N° des bétons	Perméabilité aux gaz [10^{-18} m^2]					
	28 jours			90 jours				28 jours			90 jours		
	k_7	k_{28}	k_{sec}	k_7	k_{28}	k_{sec}		k_7	k_{28}	k_{sec}	k_7	k_{28}	k_{sec}
1	84	96	135	68	86	122	22	28	35	43	23	29	32
2	102	129	165	37	75	120	23	80	139	192	129	204	304
3	81	–	102	56	65	83	24	57	138	206	0	88	171
4	60	200	300	40	100	200	25	–	34	56	25	52	70
5	204	556	811	262	700	956	26	34	70	109	26	67	109
6	133	142	160	122	125	156	27	1	20	50	1	30	60
7	66	68	75	49	50	51	28	8	24	42	6	21	29
8	43	64	87	26	51	75	29	5	12	40	4	22	46
9	0	6	164	0	0	286	30	2	10	30	1	7	40
10	0	0	0	102	115	134	31	4	17	58	6	21	53
11	33	46	55	27	36	48	32	4	8	17	4	10	22
12	400	400	400	30	100	200	33	20	60	200	6	40	200
13	80	100	100	65	100	150	34	9	31	76	10	37	102
14	70	100	200	–	–	–	35	–	–	–	–	19	106
15	23	36	55	25	40	49	36	22	92	184	0	208	399
16	–	–	–	–	44	85	37	0	0	0	0	0	23
17	39	–	87	8	39	130	38	–	–	–	–	6	31
18	–	–	–	–	23	74	39	58	206	498	61	271	578
19	0	177	345	0	128	281	39b	30	78	142	32	91	163
20	0	0	41	0	0	29	40	194	206	231	139	140	177
21	40	60	70	30	50	70	41	3	12	21	3	11	22

Les perméabilités CEMBUREAU sont d'abord présentées, puis les perméabilités Torrent. La Figure 3.24 met en évidence l'influence du séchage sur la perméabilité apparente, en fonction du type de liant et de l'absorption des granulats. Le séchage en étuve induit une augmenta-

tion de la perméabilité pour tous les types de béton. Après 7 jours de séchage, la plupart des valeurs de perméabilité étaient relativement faibles (Figures 3.24 et 3.25). Pour plusieurs bétons, le séchage à 105 °C a été nécessaire pour mesurer des valeurs significatives. Cette tendance est cohérente avec les études existantes sur l'influence de la saturation en eau sur la perméabilité aux gaz.

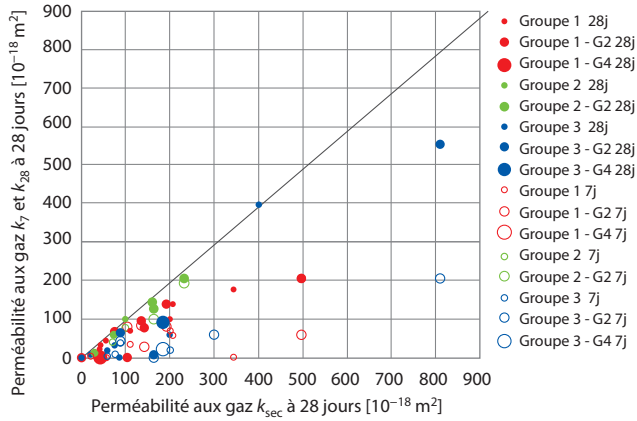


Figure 3.24 – Perméabilité apparente aux gaz mesurée après 7 jours et 28 jours de séchage à 80 °C en fonction de la perméabilité aux gaz k_{sec} après séchage complet à 105 °C.

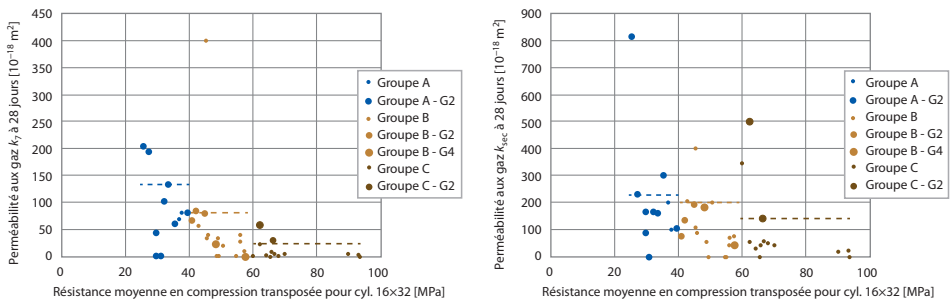


Figure 3.25 – Perméabilités apparentes k_7 (à gauche) et k_{sec} (à droite) en fonction de la résistance en compression moyenne.

La perméabilité apparente diminue avec la résistance en compression (Figure 3.25). Ceci provient de la diminution de la porosité et du raffinement du réseau poreux. Il faut noter que les granulats avec les absorptions les plus fortes ne conduisent pas nécessairement aux valeurs les plus élevées de perméabilité. Les pointillés sur les graphes représentent la valeur la plus élevée pour chaque groupe de bétons, en excluant les deux valeurs les plus élevées. Après le séchage à 105 °C jusqu'à masse constante, les différences entre les 3 groupes s'amenuisent. Les séchages à 80 °C et à 105 °C induisent effectivement différents types d'endommagement dans la pâte de ciment hydratée, tels que la microfissuration due au retrait de dessiccation gêné par les granulats, la décomposition des monosulfoaluminates et de l'ettringite, la perte d'eau des C-S-H, etc. Les bétons avec les résistances les plus élevées sont aussi ceux avec les volumes de pâte les plus importants, ils sont donc *a priori* plus sensibles aux modifications induites par le séchage en étuve. Par conséquence, le séchage à 105 °C a produit des variations relatives plus faibles de la perméabilité entre les trois groupes de bétons.

La perméabilité apparente a été mesurée après 28 et 90 jours de cure humide (Figure 3.26). Comme les réactions d'hydratation produisent généralement une diminution de la porosité et un raffinement du réseau poreux des matériaux cimentaires, on pourrait s'attendre à une diminution de la perméabilité entre 28 et 90 jours. Ceci n'a pas été observé ici : la plupart des bétons ont des valeurs comparables, et les trois groupes sont concernés. Plusieurs bétons avec des valeurs très faibles de perméabilité à 28 jours ont même des valeurs plus élevées à 90 jours. Une durée d'hydratation plus longue se traduit par un module de Young plus élevé. Une pâte de ciment plus rigide est donc plus vulnérable au retrait empêché lorsqu'elle est exposée au séchage, d'où une influence potentiellement plus importante de la microfissuration sur la microstructure du béton.

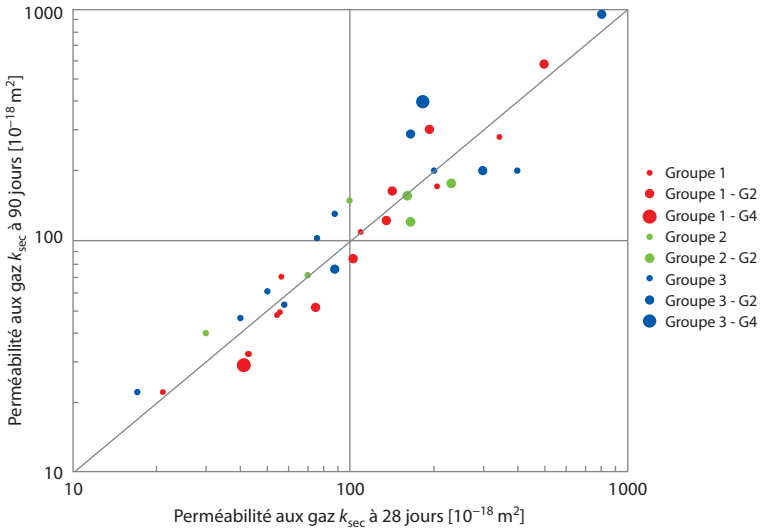


Figure 3.26 – Perméabilité apparente k_{sec} à 28 et 90 jours (cure humide).

5.4. Lien entre les valeurs de perméabilité aux gaz et l'approche prescriptive

La perméabilité maximale augmente avec le rapport eau efficace/liant. Cependant, pour un rapport eau efficace/liant donné, les valeurs de la perméabilité couvrent plusieurs ordres de grandeur, et une perméabilité donnée peut correspondre à des bétons très différents en termes de types de liant, de rapport eau efficace/liant et de propriétés des granulats.

Pour un rapport eau efficace/liant donné, l'augmentation de l'absorption des granulats ne conduit pas nécessairement à une augmentation de la perméabilité. Les granulats sont susceptibles d'influencer la microstructure par leur propre porosité et les propriétés de l'interface pâte–granulats avec parfois une auréole de transition [Ollivier *et al.*, 1995 ; Scrivener *et al.*, 2004]. Cette zone plus poreuse avec des proportions différentes de produits d'hydratation apparaît à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats en raison d'un effet de paroi et de possibles absorptions ou libérations d'eau par les granulats en fonction de leur porosité. Dans cette étude, les granulats étaient pré-saturés pour minimiser les variations de teneur en eau efficace. De plus, la porosité localement plus élevée au niveau des granulats et de l'interface

ne conduit pas nécessairement à une perméabilité plus élevée si les zones concernées ne sont pas connectées.

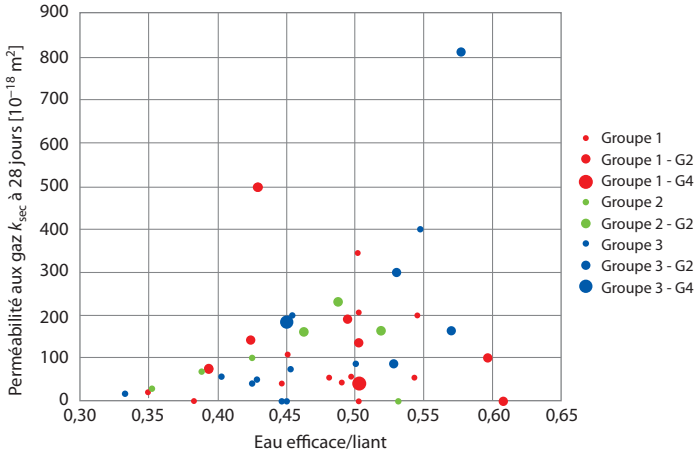


Figure 3.27 – Perméabilité aux gaz à l'état sec en fonction du rapport eau efficace/liant.

5.5. Lien entre perméabilité aux gaz et autres propriétés liées à la durabilité

5.5.1. Porosité

Sur les graphes de la Figure 3.28, la perméabilité k_{sec} est représentée en fonction de la porosité au même âge.

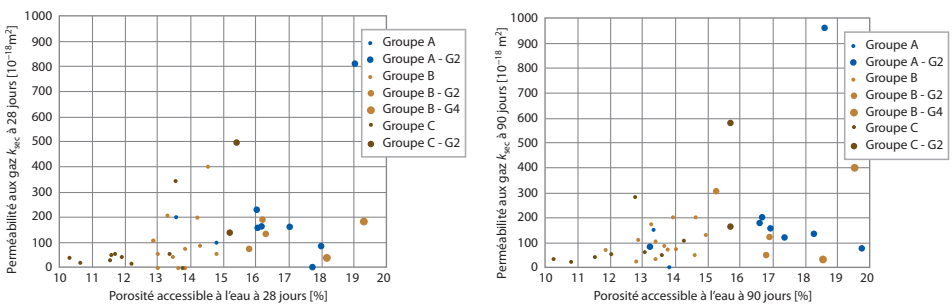


Figure 3.28 – Perméabilité aux gaz à l'état sec en fonction de la porosité accessible à l'eau à 28 et 90 jours.

La perméabilité maximale augmente avec la porosité, mais il n'y a pas une corrélation évidente entre les deux propriétés. La perméabilité provient effectivement de l'écoulement du gaz à travers la porosité connectée en régime permanent, donc la perméabilité dépend plus fortement de la taille des pores que de leur volume. L'influence de l'absorption des granulats sur la porosité apparaît nettement, comme indiqué dans la section 3. Il faut noter que l'on ne peut pas lier directement l'augmentation de la porosité à l'absorption des granulats ; par exemple, les granulats G2 sont utilisés dans les bétons avec les rapports eau/liant les plus élevés donc la porosité de la pâte la plus élevée. Les valeurs de porosité les plus élevées, liées aux granulats

d'absorption importante, ne se traduisent pas par des perméabilités plus fortes. Comme déjà indiqué dans le paragraphe précédent, les variations locales de porosité ne se traduisent pas par une augmentation de la perméabilité si elles ne sont pas connectées.

5.5.2. Carbonatations naturelle et accélérée

La perméabilité à l'état sec est comparée aux cinétiques de carbonatations naturelle et accélérée sur la Figure 3.29. Le trait en pointillés représente la cinétique de carbonatation la plus élevée pour une perméabilité donnée, avec une échelle logarithmique.

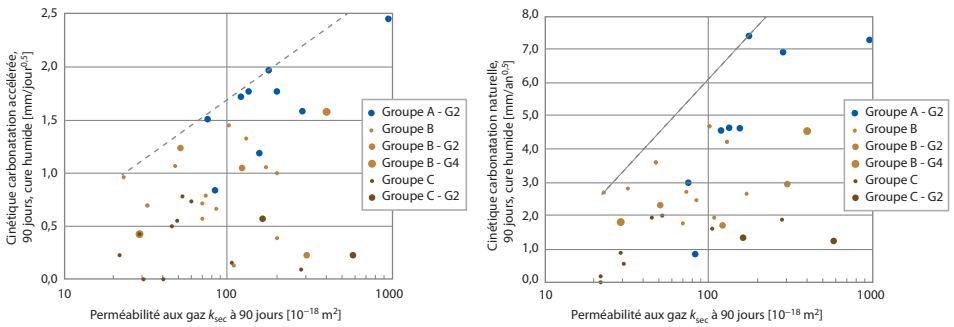


Figure 3.29 – Cinétiques de carbonatations accélérée (à gauche) et naturelle (à droite) après une cure humide en fonction de la perméabilité aux gaz à l'état sec. Le trait en pointillés représente la cinétique de carbonatation la plus élevée pour une perméabilité donnée, avec une échelle logarithmique.

Une augmentation de k_{sec} d'un ordre de grandeur se traduit par une cinétique de carbonatation deux fois plus élevée, mais il n'y a pas une corrélation évidente entre les deux propriétés.

La cinétique de carbonatation ne dépend pas seulement de la diffusion du CO_2 mais aussi de la teneur en matière carbonatable [Papadakis *et al.*, 1991]. La carbonatation est ainsi comparée au rapport perméabilité/teneur en CaO (Figure 3.30). Ceci permet de prendre en compte le transport du gaz dans la porosité et la vulnérabilité chimique de la pâte de ciment. La teneur en CaO est évaluée à partir des compositions chimiques du ciment et des additions minérales, pour une première estimation de la teneur en matière carbonatable, qui peut représenter différents hydrates : portlandite, C-(A-)S-H, aluminates de calcium.

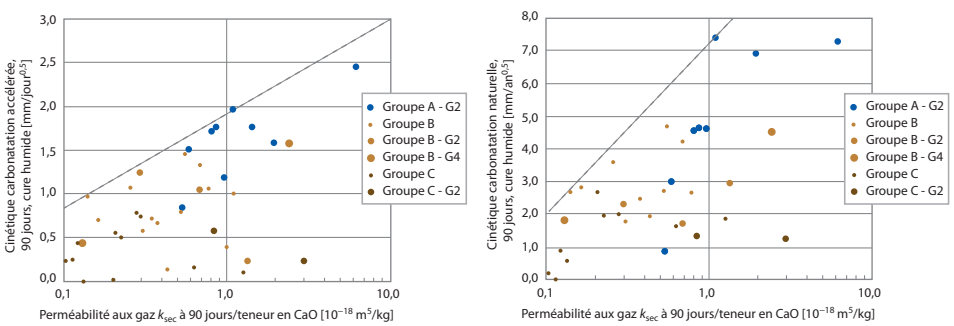


Figure 3.30 – Cinétiques de carbonatation accélérée (à gauche) et naturelle (à droite) en fonction du rapport perméabilité aux gaz/teneur initiale en CaO.

La Figure 3.30 montre les mêmes tendances que la Figure 3.29, avec une augmentation de la cinétique de carbonatation maximale pour une perméabilité donnée. Cependant, les deux grandeurs ne sont pas fortement corrélées, pour plusieurs raisons.

La perméabilité et la cinétique de carbonatation sont associées à des propriétés différentes de la microstructure. La perméabilité est mesurée après un séchage à 80 °C et 105 °C jusqu'à masse constante. Ce préconditionnement modifie la microstructure de la pâte de ciment et la structure des produits d'hydratation. Les corps d'épreuve sont exposés à la carbonatation à 20 °C après un séchage à 45 °C. La carbonatation induit également des changements dans la microstructure et la carbonatation des produits d'hydratation, associée au séchage et à une possible microfissuration due aux retraits de dessiccation et de carbonatation. Ces modifications microstructurales dépendent du type de liant. Ainsi, le coefficient de diffusion de la pâte carbonatée peut être plus élevé ou plus faible que celui de la pâte saine, selon le liant utilisé. La perméabilité correspond à un transport non réactif en régime permanent, alors que la carbonatation représente un transport réactif en régime non permanent.

Par conséquent, il serait discutable de fonder des recommandations sur les seules valeurs de perméabilité. Cependant, comme les valeurs les plus faibles de perméabilité ($k_{sec} < 30 \times 10^{-18}$ m^2) sont associées à de faibles cinétiques de carbonatation (1 mm/jour^{0,5} et 3 mm/an^{0,5} en conditions naturelle et accélérée, respectivement), on pourrait suggérer une perméabilité faible comme condition suffisante (mais pas nécessaire) pour prévenir la carbonatation.

La très faible corrélation entre la carbonatation et la perméabilité a été mise en évidence dans des études précédentes [Rozière *et al.*, 2009]. Les données représentées sur la Figure 3.31 correspondent à des bétons de liants, granulats et conditions de cure différents. Les résultats traduisent l'influence des propriétés de la couche de surface du béton exposée très tôt à la dessiccation (conditions de cure), qui est aussi la première zone exposée à la carbonatation. Ceci pourrait expliquer les précédentes tentatives d'utiliser la perméabilité comme indicateur de résistance à la carbonatation.

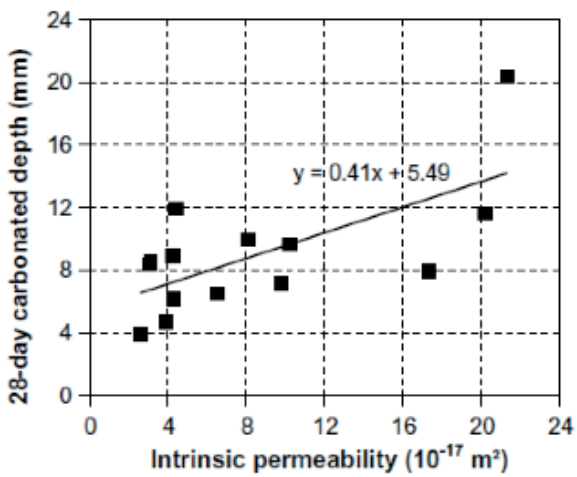


Figure 3.31 – Profondeur carbonatée après 28 jours de carbonatation accélérée en fonction de la perméabilité intrinsèque à l'état sec [Rozière *et al.*, 2009].

5.5.3. Perméabilité à l'air Torrent

Les âges d'essai, teneurs en eau, température de surface du béton et perméabilité à l'air sont synthétisés dans le Tableau 3.8. Les bétons B5 et B7 ont été caractérisés à 18 et 55 jours au lieu de 28 jours, et le béton B32 à 127 jours au lieu de 90 jours.

Tableau 3.8 – Teneur en eau et perméabilité à l'air.

		B2	B5	B7	B6	B39	B23	B32
Durée de cure (prévue 28 j)	**[jour]**	28	18	55	28	26	28	24
Teneur en eau*	**[%]**	3,4	3,0	4,2	3,2	3,2	3,7	3,9
Écart-type	**[%]**	0,1	0,1	0,3	0,1	0,1	0,1	0,2
Température**	**[°C]**	24,1	24,7	23,1	22,9	21,9	22,7	23,2
k_T	**[10^{-16} m²]**	0,280	0,437	0,162	0,575	0,043	0,140	0,007
k_T écart-type	**[10^{-16} m²]**	0,090	0,382	0,047	0,080	0,033	0,074	0,003
$k_{T,cor}$	**[10^{-16} m²]**	0,247	0,345	0,154	0,536	0,042	0,129	0,009
$k_{T,cor}$ écart-type	**[10^{-16} m²]**	0,079	0,302	0,045	0,074	0,032	0,068	0,004
Durée de cure (prévue 90 j)	**[jour]**	89	90	88	98	89	90	127
Teneur en eau*	**[%]**	3,4	3,4	4,0	3,0	3,7	3,4	4,2
Écart-type	**[%]**	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1
Température**	**[°C]**	22,6	22,8	23,0	23,0	21,7	22,9	25,0
k_T	**[10^{-16} m²]**	0,175	0,525	0,253	1,110	0,059	0,220	0,0015
k_T écart-type	**[10^{-16} m²]**	0,076	0,576	0,064	0,209	0,047	0,138	0,0004
$k_{T,cor}$	**[10^{-16} m²]**	0,150	0,424	0,226	–	0,056	0,215	–
$k_{T,cor}$ écart-type	**[10^{-16} m²]**	0,065	0,464	0,057	–	0,045	0,135	–

* Teneur en eau à la surface du béton mesurée par la sonde capacitive Tramex.

** Température à la surface du béton indiquée par PermeaTORR.

La différence entre k_T et $k_{T,cor}$ reste relativement faible, sauf pour les valeurs de perméabilité élevées ($0{,}25\times10^{-16}$ m² et plus).

La perméabilité à 90 jours est plus élevée qu'à 28 jours, sauf pour B2 et B32. L'hydratation se traduit généralement pour un raffinement de la porosité donc une perméabilité plus faible. L'augmentation observée ici pourrait être due à une microfissuration de surface due au séchage du préconditionnement [Bisschop *et al.*, 2002 ; Samouh *et al.*, 2017]. Les fissures consécutives à l'essai à 28 jours n'ont pas été (ou pas totalement) cicatrisées par la reprise de la cure dans l'eau et le préconditionnement à 90 jours a augmenté la densité de microfissures.

L'essai de perméabilité aux gaz sur cylindres est un essai destructif et relativement coûteux, il serait donc utile de pouvoir corréler ses résultats avec ceux d'un essai non destructif et/ou d'un dispositif transportable et moins coûteux. Les valeurs de perméabilité aux gaz k et à l'air Torrent k_T sont comparées sur la Figure 3.32 avec une échelle logarithmique. k_T est généralement plus faible que k et la corrélation est relativement faible. La perméabilité Torrent semble

cependant cohérente avec la perméabilité aux gaz après 7 jours de séchage. Les deux ensembles de valeurs correspondent à des corps d'épreuve partiellement saturés. L'essai de perméabilité aux gaz comprend un séchage à 80 °C, qui permet de désaturer des pores plus fins que le séchage à 50 °C de l'essai Torrent. Le séchage à 105 °C de l'essai de perméabilité aux gaz CEMBUREAU conduit à une saturation nulle donc à la valeur maximale de perméabilité. Par ailleurs, il faut noter que les différents bétons ont des sensibilités à la fissuration due au séchage potentiellement différentes.

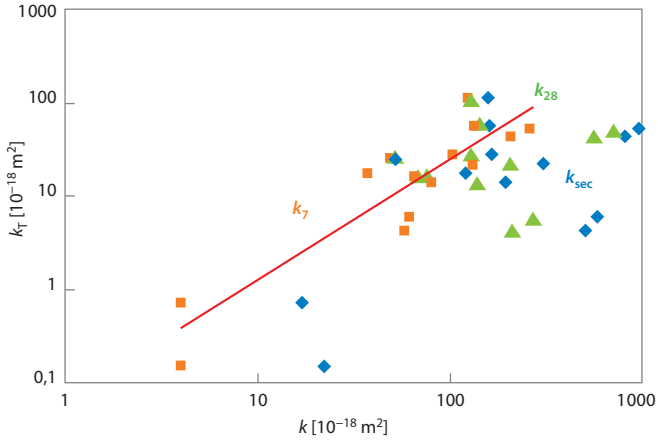


Figure 3.32 – Perméabilité Torrent en fonction de la perméabilité aux gaz CEMBUREAU.

La carbonatation affecte en premier lieu la surface du béton. Une éventuelle corrélation avec la perméabilité Torrent permettrait une détermination plus pratique et plus rapide de la résistance à la carbonatation que d'autres tests. La perméabilité Torrent a donc été comparée à la cinétique de carbonatation selon l'essai de carbonatation accélérée français (XP P18-458, voir section 7) sur la Figure 3.33.

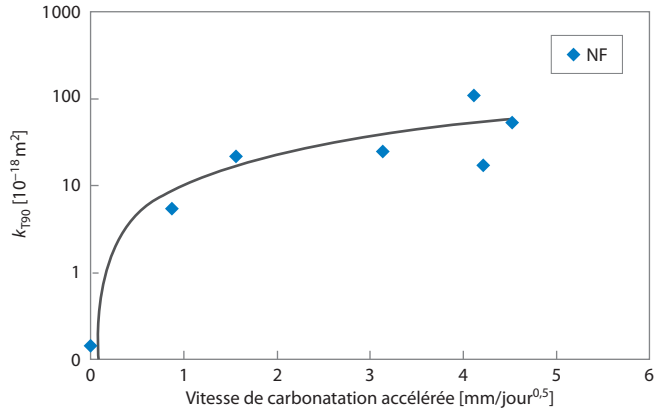


Figure 3.33 – Résultats des essais Torrent[1] et cinétiques de carbonatation NF[2].

1 Corps d'épreuve séchés à 50 °C pendant 7 jours et conservés 1 h à 20 °C avant les mesures.
2 Cinétique de carbonatation « NF » mesurée selon la norme française XP P18-458.

Les cinétiques de carbonatation les plus élevées (supérieures à 2 mm/jour^{0,5}) correspondent au même ordre de grandeur de la perméabilité à l'air. La sensibilité est beaucoup plus élevée pour des cinétiques de carbonatation faibles. La résistance de ces bétons à la carbonatation leur est effectivement conférée par une microstructure plus dense, donc une diffusion plus lente du CO_2. Pour des diffusions plus rapides, la résistance à la carbonatation dépend également plus étroitement de la composition du liant.

Les cinétiques de carbonatation accélérée et naturelle en fonction du rapport perméabilité/teneur initiale en CaO sont aussi présentées Figure 3.34 pour la perméabilité après 7 jours de séchage à 80 °C et Figure 3.35 pour les cinétiques de carbonatation avec un coefficient de détermination $R^2 > 0,95$.

On ne note pas une corrélation de la perméabilité apparente avec d'autres propriétés liées à la durabilité, telles que la porosité et la cinétique de carbonatation, en conditions naturelle et accélérée.

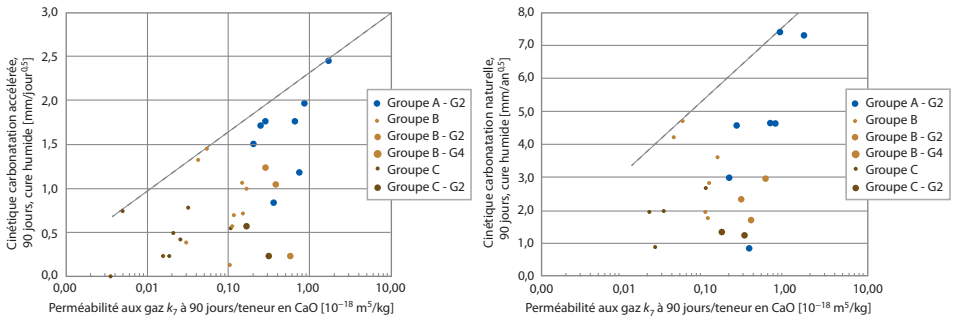


Figure 3.34 – Cinétiques de carbonatation accélérée (à gauche) et naturelle (à droite) en fonction du rapport perméabilité/teneur initiale en CaO ; perméabilité après 7 jours de séchage à 80 °C.

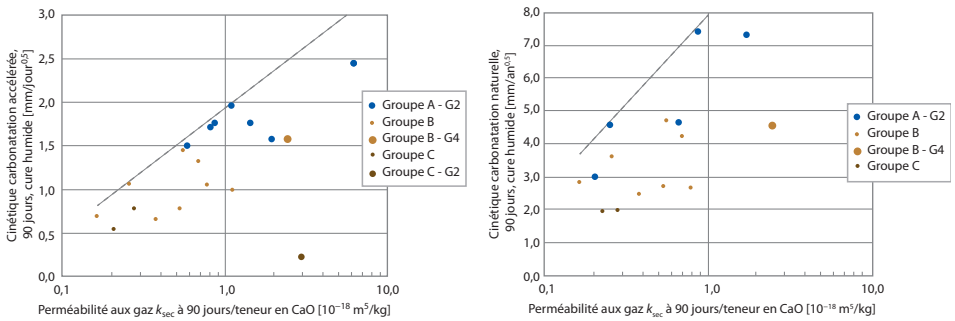


Figure 3.35 – Cinétiques de carbonatation accélérée (à gauche) et naturelle (à droite) en fonction du rapport perméabilité/teneur initiale en CaO ; cinétiques de carbonatation avec un coefficient de détermination $R^2 > 0,95$.

5.6. Conclusions et propositions

Les mesures de perméabilité apparente confirment qu'il n'y a pas une relation directe entre les paramètres de composition (approche prescriptive) et les performances du béton. De manière relativement cohérente, l'augmentation de la classe de résistance se traduit par une diminution des valeurs de perméabilité, mais les différences relatives ne sont pas si élevées : la valeur

maximale du groupe de bétons C (C50/60 à C70/85) dépasse de 50 % la valeur maximale du groupe A (C20/25 à C30/37). Le préconditionnement des corps d'épreuve comprend un séchage à 80 °C puis 105 °C, dont on sait qu'il génère des modifications significatives au niveau de la microstructure des matériaux cimentaires. Ceci pourrait expliquer pourquoi les valeurs mesurées après 28 et 90 jours de cure sont proches pour la plupart des bétons étudiés.

Nous n'avons pas noté une corrélation de la perméabilité apparente avec d'autres propriétés liées à la durabilité, telles que la porosité et la cinétique de carbonatation, en conditions naturelle et accélérée (Figures 3.33, 3.34 et 3.35). Chaque propriété décrit le béton d'un point de vue spécifique. La perméabilité caractérise la porosité connectée ; elle est donc moins sensible aux variations de volume poreux global influencées par des granulats d'absorption élevée par exemple. La perméabilité apparente ne prend pas en compte les réactions chimiques qui altèrent les produits d'hydratation, lors de la pénétration des chlorures et de la carbonatation. Les propriétés de durabilité étudiées sont ainsi associées à différents phénomènes et paramètres de la microstructure. Les faibles corrélations entre les données expérimentales permettent de conclure qu'il n'est pas possible de justifier des valeurs seuils pour la carbonatation fondées sur des valeurs de perméabilité aux gaz, comme noté dans des études précédentes (Figure 3.31).

L'essai de perméabilité Torrent est relativement pratique et facile à mettre en œuvre en laboratoire. Les résultats sont sensibles à la composition du béton. Cependant, on n'observe pas une corrélation très forte avec la perméabilité aux gaz CEMBUREAU et la cinétique de carbonatation en laboratoire. La perméabilité à l'air Torrent est cohérente avec la perméabilité aux gaz mesurée après 7 jours de séchage. Une diminution de perméabilité à l'air d'un ordre de grandeur (ou plus) peut être associée à une baisse significative de la cinétique de carbonatation. Il faut toutefois noter que l'essai Torrent a été réalisé sur un nombre limité de bétons.

La perméabilité à l'air Torrent et la perméabilité apparente après 7 jours de séchage présentent l'avantage de permettre l'évaluation des performances des bétons sur des durées de préconditionnement et d'essai relativement courtes. Par conséquent, ces indicateurs pourraient être utilisés dans le cadre d'une approche performantielle simplifiée avec des seuils sécuritaires qui seraient des valeurs maximales de perméabilité.

6. Diffusivité de l'oxygène

6.1. Introduction – Mode opératoire

Cette section traite du coefficient de diffusion de l'oxygène mesuré sur les 42 bétons.

Le mode opératoire est décrit en fin de section.

6.2. Cartographie

Les diffusivités de l'oxygène après 90 jours de cure humide de 42 bétons à l'état sec sont résumées dans le Tableau 3.9. Les mesures sont réalisées sur un disque de 5 cm d'épaisseur excepté pour les bétons 6, 15, 17, 19, 21, 23, 25, 26, 27, 33, 37, 39b et 40 pour lesquels la diffusivité de l'oxygène est déterminée sur trois disques différents. La covariance est ensuite calculée pour ces bétons.

Tableau 3.9 – Diffusivité de l'oxygène des bétons à l'état sec (après 90 jours de cure humide).

N° du béton	D_{O_2} [10^{-7} $m^2 \cdot s^{-1}$] 90j (état sec)		N° du béton	D_{O_2} [10^{-7} $m^2 \cdot s^{-1}$] 90j (état sec)	
	Valeur	CoV [%]		Valeur	CoV [%]
1	1,9	–	22	1,6	–
2	2,4	–	23	2,8	4
3	3,0	–	24	2,3	–
4	1,4	–	25	1,8	5
5	2,1	–	26	2,3	6
6	4,6	10	27	0,7	16
7	2,2	–	28	1,5	–
8	2,0	–	29	0,5	–
9	2,0	–	30	0,9	–
10	4,7	–	31	0,5	–
11	2,4	–	32	–	–
12	0,7	–	33	2,5	59
13	–	–	34	1,0	–
14	–	–	35	0,7	–
15	2,0	3	36	1,2	–
16	1,3	–	37	1,3	11
17	1,8	11	38	0,5	–
18	0,7	–	39	2,6	–
19	1,9	33	39b	2,8	5
20	–	–	40	4,8	11
21	2,4	18	41	–	–

Les variations du coefficient de diffusion de l'oxygène en fonction du rapport eau efficace/liant total sont présentées Figure 3.36.

Les valeurs mesurées de diffusivité de l'oxygène varient entre 0,5 et 5×10^{-7} m^2/s. Le coefficient de diffusion de l'oxygène dans l'air est d'environ 10^{-5} m^2/s.

Pour le même groupe de bétons :

- aucun lien entre le coefficient de diffusion de l'oxygène et le rapport E_{eff}/L n'est observé ;
- pour un E_{eff}/L donné, les bétons contenant des granulats à forte absorption d'eau (G2) donnent les diffusivités d'oxygène les plus élevées.

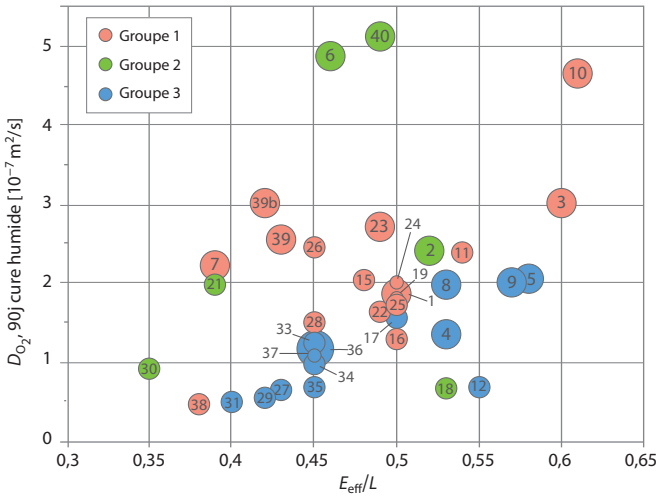


Figure 3.36 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (90j cure humide) en fonction du rapport eau efficace/liant total.
Les tailles des points correspondent à l'absorption d'eau des granulats utilisés (taille la plus petite : absorption d'eau la plus faible ; taille la plus grande : absorption d'eau la plus élevée).

La Figure 3.37 présente les variations du coefficient de diffusion de l'oxygène (90j cure humide) en fonction de la quantité de liant total.

Pour les bétons des groupes 1 et 2, il n'y a pas de lien entre le coefficient de diffusion de l'oxygène et la teneur totale en liant.

Pour les bétons du groupe 3, le coefficient de diffusion de l'oxygène semble décroître avec la teneur totale en liant.

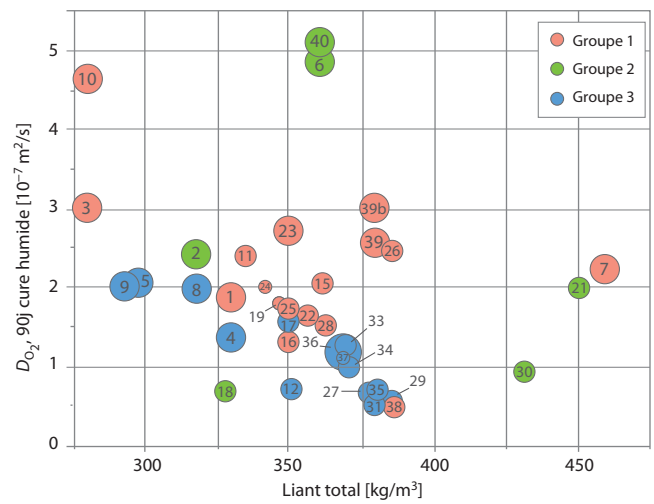


Figure 3.37 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (90j cure humide) en fonction du liant total.
Les tailles des points correspondent à l'absorption d'eau des granulats utilisés (taille la plus petite : absorption d'eau la plus faible ; taille la plus grande : absorption d'eau la plus élevée).

6.3. Lien entre les valeurs de diffusivité de l'oxygène et les exigences prescriptives

Le coefficient de diffusion de l'oxygène en fonction du rapport eau efficace/liant total et du liant total est tracé conformément à la norme NF EN 206/CN (Figure 3.38) et au fascicule 65 (Figure 3.39). Les cercles pleins correspondent aux bétons conformes aux spécifications « Fascicule 65 » pour la classe d'exposition donnée en termes de formulation et les points vides aux bétons non conformes.

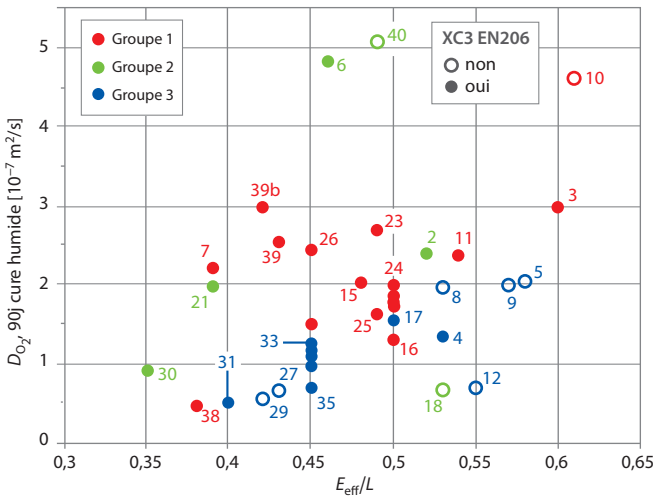


Figure 3.38 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide 90j) en fonction du rapport eau efficace/liant total conformément à la norme NF EN 206/CN pour XC3 et XC4.

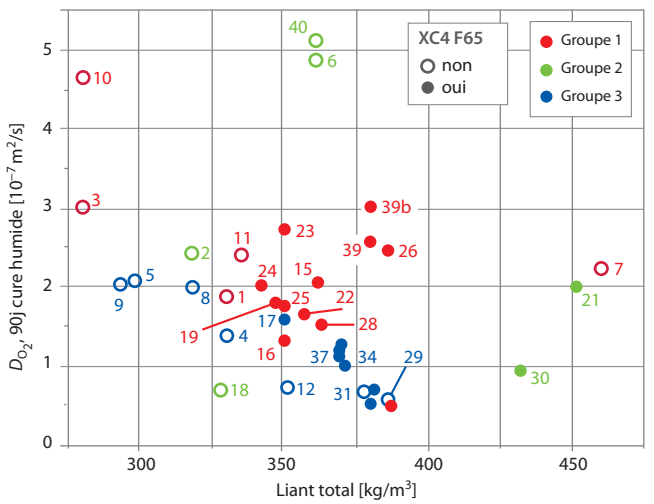


Figure 3.39 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide 90j) en fonction du liant total conformément au fascicule 65 pour XC4.

Le même code couleur des 3 groupes définis précédemment est utilisé. Les étiquettes à l'intérieur ou à proximité des points représentent le numéro du béton. Dans ce paragraphe, aucune codification n'est faite pour différencier le type de granulats. Pour ce faire, il faut se référer à la Figure 3.36 et à la Figure 3.37.

Quelle que soit la classe d'exposition (XC2 à XC4), aucun lien visible n'est constaté dans l'ensemble des données entre les coefficients de diffusion d'oxygène et la conformité/non-conformité des formules de béton. En effet, un béton non conforme à la NF EN 206/CN ou au fascicule 65 peut donner une faible diffusivité et un béton conforme à la NF EN 206/CN une forte diffusivité.

Sur la base de ce constat, il est difficile de définir une valeur seuil sur le coefficient de diffusion de l'oxygène par rapport à la conformité du mélange de béton pour une classe d'exposition donnée.

Valeur caractéristique de la diffusivité de l'oxygène

La valeur caractéristique est définie comme 90 % de bétons conformes à la norme NF EN 206/CN (50 ans) ou au fascicule 65 (100 ans) en considérant des bétons avec une résistance à la compression conforme à la classe de résistance minimale correspondant à la classe d'exposition + 2 classes de résistance supérieures pour EN 206 (ou 3 classes de résistance supérieures pour le fascicule 65). Les bétons de résistance plus élevée ne sont pas inclus dans l'analyse.

L'équation suivante est utilisée :

$$D_{O_2dur,k} = D_{O_2dur,m} + 1{,}28\,\sigma \qquad \text{[Équ. 3.3]}$$

avec $D_{O_2dur,k}$ la valeur caractéristique de la diffusivité de l'oxygène, $D_{O_2dur,m}$ la valeur moyenne de la diffusivité de l'oxygène et σ l'écart-type.

Le Tableau 3.10 résume les valeurs caractéristiques calculées selon l'équation ci-dessus.

Tableau 3.10 – Seuils calculés selon l'équation [3.3].

	EN 206 (50 ans de durée de vie)				Fascicule 65 (100 ans de durée de vie)			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Nombre de bétons remplissant les critères	5	5	10	10	15	15	13	12
Moyenne	3,2	3,2	2,5	2,5	2,3	2,3	1,9	1,9
Écart-type	1,5	1,5	0,9	0,9	0,8	0,8	0,6	0,6
$D_{O_2dur,k}$ [10^{-7} $m^2 \cdot s^{-1}$] 90 j (état sec)	5,1	5,1	3,6	3,6	3,3	3,3	2,7	2,6

Le léger écart sur les valeurs caractéristiques de diffusivité de l'oxygène entre XC1/XC2 et XC3/XC4 est principalement dû à la formulation des bétons testés. En effet, les bétons XC1/XC2 ne sont pas représentatifs de cette classe d'exposition dédiée avec un rapport eau/liant plus faible (< 0,60).

6.4. Lien entre les valeurs de diffusivité de l'oxygène et d'autres propriétés de durabilité

Un graphique « tracé en paire » est déterminé entre les paramètres de durabilité suivants pour évaluer la corrélation directe avec la diffusivité de l'oxygène dans les mêmes conditions (CH : cure humide) :

- résistance à la compression, R_c, à 28j et 90j (CH)
- porosité à l'eau, Poro H_2O, à 28j et 90j (CH)
- coefficient de diffusion des ions chlorure, D_{rcm}, à 28j et 90j (CH)
- résistivité électrique, Résistivité, à 28j et 90j (CH)
- perméabilité à l'oxygène après 7 jours de séchage, k_7, à 28j et 90j (CH)
- perméabilité à l'oxygène après 28 jours de séchage, k_{28}, à 28j et 90j (CH)
- perméabilité à l'oxygène à l'état sec, k_{sec}, à 28j et 90j (CH)
- coefficient d'absorption d'eau, Coeff abs eau, à 28j et 90j (CH)
- vitesse de carbonatation accélérée selon le protocole NF, Vitesse NF (CH)
- vitesse de carbonatation accélérée selon le protocole EN, Vitesse EN (CH)
- vitesse de carbonatation naturelle, Vitesse NAT (CH).

Les coefficients de corrélation avec la diffusivité de l'oxygène sont donnés dans le Tableau 3.11.

Tableau 3.11 – Coefficients de corrélation avec la diffusivité de l'oxygène.

	D_{O_2} CH 90j [10^{-7} m^2/s]
D_{O2} CH 90j [10^{-7} m^2/s]	1
R_c CH 28j [MPa]	– 0,57
R_c CH 90j [MPa]	– 0,60
Poro H_2O CH 28j [%]	0,54
Poro H_2O CH 90j [%]	0,47
D_{rcm} CH 28j [10^{-12} m^2/s]	0,70
D_{rcm} CH 90j [10^{-12} m^2/s]	0,61
Résistivité CH 28j [Ω·m]	– 0,53
Résistivité CH 90j [Ω·m)	– 0,52
k_7 CH 28j [10^{-18} m^2]	0,19
k_{28} CH 28j [10^{-18} m^2]	0,126
k_{sec} CH 28j [10^{-18} m^2]	0,06
k_7 CH 90j [10^{-18} m^2]	0,58
k_{28} CH 90j [10^{-18} m^2]	0,21
k_{sec} CH 90j [10^{-18} m^2]	0,11

Coeff abs eau CH 28j [%]	0,51
Coeff abs eau CH 90j [%]	0,52
Vitesse NF CH [mm/jour^{0,5}]	0,55
Vitesse EN CH [mm/jour^{0,5}]	0,39
Vitesse NAT CH [mm/an^{0,5}]	0,47

En se concentrant sur les paramètres avec des coefficients de corrélation supérieurs à 0,54 (en valeur absolue et arbitrairement fixés), le graphe de « paires » obtenu est présenté Figure 3.40.

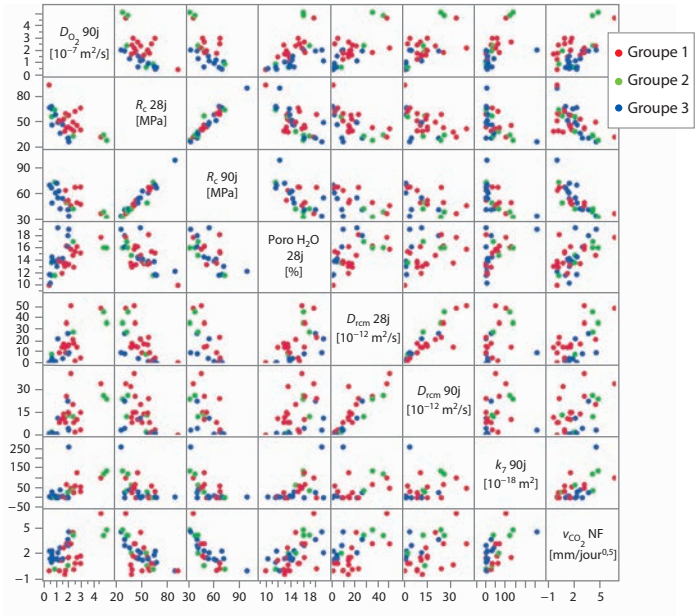


Figure 3.40 – Graphique « paires » avec des coefficients de corrélation par rapport à la diffusivité de l'oxygène supérieur à 0,54.

6.4.1. Diffusivité de l'oxygène (90j de cure humide) en fonction du coefficient de diffusion des ions chlorure (28j de cure humide)

La variation de la diffusivité de l'oxygène (cure humide 90j) en fonction du coefficient de diffusion des ions chlorure est présentée Figure 3.41.

La meilleure corrélation avec la diffusivité de l'oxygène du béton à l'état sec après 90 jours de cure humide est obtenue en considérant la diffusion des chlorures après une cure humide de 28 jours. Le coefficient de corrélation R donne 0,70 (soit un coefficient de détermination R^2 = 0,49).

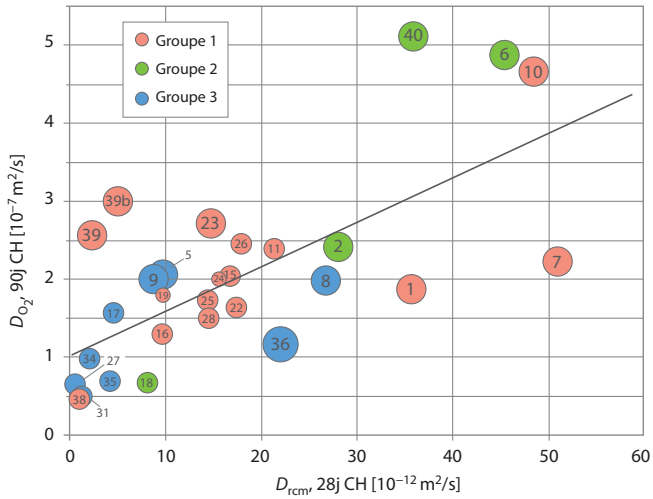


Figure 3.41 – Diffusivité de l'oxygène (cure humide 90j) en fonction du coefficient de diffusion des ions chlorure (cure humide 28j).
La ligne continue noire représente la ligne de tendance de l'ensemble des données.

6.4.2. Diffusivité de l'oxygène en fonction de la vitesse de carbonatation [Boumaaza, 2020]

[Papadakis *et al.*, 1989] ont développé un modèle analytique basé sur les réactions physico-chimiques de la carbonatation. Les hypothèses du modèle impliquent la formation d'un front de carbonatation prononcé et considèrent le matériau cimentaire homogène, parfaitement hydraté et en équilibre hydrique avec le milieu ambiant.

Le modèle prédit la profondeur de carbonatation x_c [m] en fonction de la racine carrée du temps, la concentration en CO_2 à la surface de l'échantillon [CO_2] [mol·m^{-3}], le coefficient de diffusion effectif du CO_2 D_{e,CO_2} [m^2·s^{-1}], le temps d'exposition à la carbonatation t [s] et la quantité de produits carbonatables [mol·m^{-3}].

$$x_c = \sqrt{\frac{2 D_{e,CO_2} [CO_2]}{[Ca]} t} \qquad \text{[Équ. 3.4]}$$

Comme le montre cette équation, la vitesse de carbonatation est directement liée à la racine carrée de la diffusivité du CO_2 divisée par la quantité de produits carbonatables. Cette dernière peut être estimée connaissant la teneur en calcium de chaque liant et son degré d'hydratation à un instant donné.

D'après les fiches techniques des produits et le degré d'hydratation supposé à 90 jours des liants suivant : 100 % pour le CEM I, 30 % pour les cendres volantes, 50 % pour les laitiers, le total des produits carbonatables exprimé ici en masse de CaO [kg/m^3] est résumé dans le Tableau 3.12.

Tableau 3.12 – Produits carbonatables totaux à 90 jours exprimés en masse de CaO (kg/m³).

N° du béton	m_{CaO} tot 90j [kg/m³]	N° du béton	m_{CaO} tot 90j [kg/m³]
1	179,5	21	202,2
2	144,4	22	196,5
3	154,1	23	207,8
4	103,7	24	203,0
5	115,4	25	224,0
6	162,2	26	247,0
7	173,1	27	162,3
8	124,2	28	232,3
9	117,5	29	149,3
10	154,1	30	195,2
11	184,4	31	140,7
12	135,7	32	171,7
13	190,7	33	162,6
14	211,2	34	137,4
15	231,7	35	156,1
16	207,8	36	151,2
17	153,8	37	151,2
18	135,1	38	228,8
19	206,0	39	194,9
20	205,4	39b	194,9
		40	162,2

Le coefficient de diffusivité de l'oxygène peut être estimé à partir du coefficient de diffusion du dioxyde de carbone en utilisant la loi de Graham avec l'équation suivante :

$$D_{e,CO_2} = D_{e,O_2} \sqrt{\frac{M_{O_2}}{M_{CO_2}}} \qquad \text{[Équ. 3.5]}$$

où M_{O_2} et M_{CO_2} sont respectivement la masse molaire de l'oxygène et celle du dioxyde de carbone.

Ainsi, à partir de l'équation [3.4] et de l'équation [3.5], une corrélation linéaire entre $\sqrt{\frac{D_{e,O_2}}{[Ca]}}$ et $\frac{x_c}{\sqrt{t}}$ (c'est-à-dire la vitesse de carbonatation) peut être déduite.

Les Figures 3.42, 3.43 et 3.44 illustrent cette corrélation respectivement pour la carbonatation accélérée selon le protocole français (XP P18-458), la carbonatation accélérée selon le protocole européen EN (NF EN 12390-12) et la carbonatation naturelle (cure humide).

Les vitesses de carbonatation sont mesurées avec les 4 points incluant la mesure initiale de la profondeur de carbonatation.

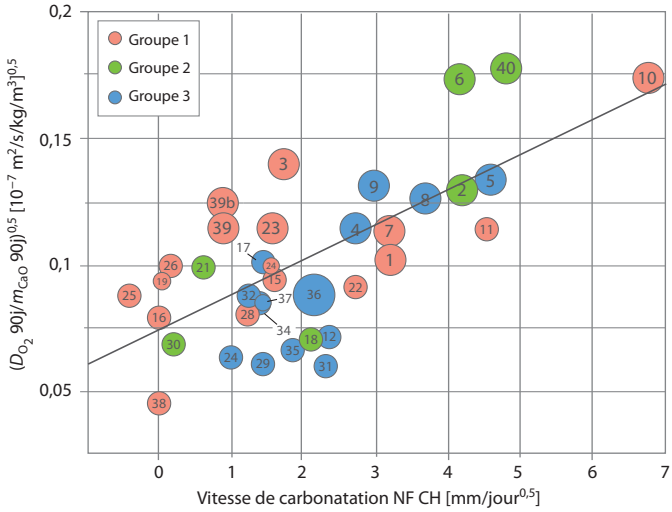


Figure 3.42 – Racine carrée de la diffusivité de l'oxygène sur les produits carbonatables en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée selon le protocole français (cure humide).
La ligne continue noire représente la ligne de tendance des données entières.

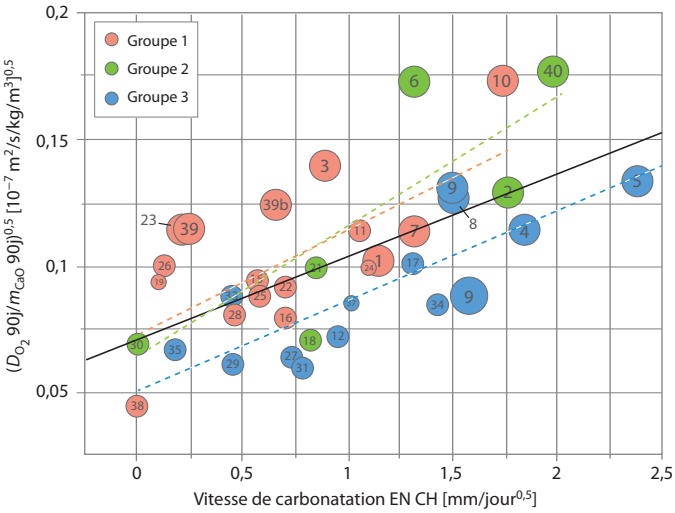


Figure 3.43 – Racine carrée de la diffusivité de l'oxygène sur les produits carbonatables en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée selon le protocole européen (cure humide).
La ligne continue noire représente la ligne de tendance des données entières.

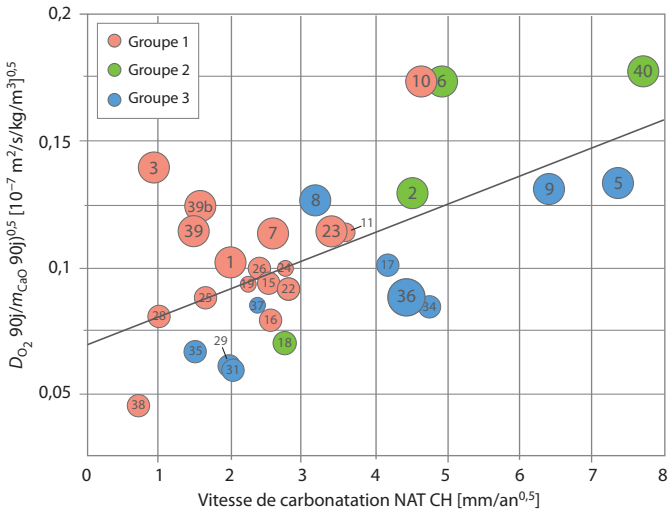


Figure 3.44 – Racine carrée de la diffusivité de l'oxygène sur les produits carbonatables en fonction de la vitesse de carbonatation naturelle (cure humide).
La ligne continue noire représente la ligne de tendance des données entières.

Les coefficients de détermination R^2 sont résumés dans le Tableau 3.13.

Tableau 3.13 – Coefficient de détermination entre $\sqrt{\frac{D_{e,O_2}}{[Ca]}}$ et les vitesses de carbonatation.

	Coefficient de détermination R^2 (sur l'ensemble des points)	Coefficient de détermination R^2 (pour chaque groupe)		
		Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3
Carbonatation accélérée FR	0,48	0,46	0,74	0,55
Carbonatation accélérée EN	0,37	0,39	0,67	0,65
Carbonatation naturelle	0,38	0,27	0,72	0,64

Une tendance est observée mais avec une corrélation faible.

Cependant, pour la carbonatation accélérée EN, chaque groupe de bétons (Groupes 1, 2 et 3) semble suivre une tendance différente quel que soit le granulat.

Le coefficient de détermination le plus élevé est obtenu avec une vitesse de carbonatation accélérée selon le protocole français.

Sur la base de cette observation, en supposant qu'un seuil a été déterminé pour le taux de carbonatation, il est alors difficile de définir une valeur seuil correspondante pour le rapport coefficient de diffusion de l'oxygène/quantité de produits carbonatables.

6.5. Conclusions et propositions

Les valeurs mesurées de diffusivité de l'oxygène varient entre 0,5 et 5×10^{-7} m^2/s.

Sur la base de l'approche définie dans ce projet, soit 90 % de bétons conformes à la norme NF EN 206/CN (50 ans) ou au fascicule 65 (100 ans) en considérant des bétons avec une résistance à la compression conforme à la classe de résistance minimale correspondant à la classe d'exposition + 2 ou 3 classes de résistance supérieures, les valeurs caractéristiques suivantes peuvent être calculées en ajoutant à la valeur moyenne « 1,28 × l'écart-type » :

- conforme à la norme EN 206, $5{,}1\times10^{-7}$ m^2/s et $3{,}6\times10^{-7}$ m^2/s pour XC1/XC2 et XC3/XC4 respectivement ;
- conforme au fascicule 65, $3{,}3\times10^{-7}$ m^2/s et $2{,}6\times10^{-7}$ m^2/s pour XC1/XC2 et XC3/XC4 respectivement.

Cependant, il est difficile de définir une valeur seuil sur le coefficient de diffusion de l'oxygène par rapport à la conformité de conception du mélange de béton pour une classe d'exposition donnée.

Si un seuil peut être déterminé pour le taux de carbonatation, il sera difficile de définir une valeur seuil correspondante pour le rapport coefficient de diffusion de l'oxygène/produits carbonatables. Il est donc difficile, dans ces conditions de test, de proposer la diffusivité de l'oxygène comme indicateur principal décrivant la résistance à la carbonatation.

La faible corrélation observée entre la diffusivité de l'oxygène et la vitesse de carbonatation (accélérée ou naturelle) peut s'expliquer par :

- la différence sur la saturation en liquide entre les échantillons mesurés en diffusion d'oxygène (état sec à 105 °C) et ceux issus des tests de carbonatation accélérée (à 65 % HR) ;
- la différence sur le degré de carbonatation des échantillons lors des tests de diffusion d'oxygène (échantillons non/légèrement carbonatés) et de carbonatation accélérée (échantillons partiellement carbonatés) ;
- le degré de carbonatation qui varie selon le type de liant et l'humidité relative.

6.6. Compléments

6.6.1. Mode opératoire

6.6.1.1. Principe

La méthode expérimentale adoptée pour déterminer le coefficient de diffusion effective de l'oxygène à travers des échantillons à base de ciment est basée sur la mesure directe de la concentration en oxygène diffusant à travers l'échantillon à l'intérieur d'une cellule à température (20 °C) et pression (1 atm) constantes.

L'élément principal de l'ensemble expérimental est la cellule de diffusion dite « chambre aval », elle est constituée d'une cellule en polyéthylène haute densité, étanche aux gaz, séparée de l'air ambiant de la chambre climatique dite « chambre amont » par l'échantillon.

L'oxygène diffuse successivement à travers l'échantillon dans la cellule remplie d'azote, où la concentration en O_2 est mesurée par le capteur de gaz.

Lorsque l'état d'équilibre est atteint, l'expérience est arrêtée et une courbe de diffusion (concentration en O_2 en fonction du temps) est collectée.

Des équipements ont été développés pour permettre les lectures en continu de la concentration en oxygène qui diffuse à travers les échantillons (pâtes de ciment et disques de béton).

6.6.1.2. Caractéristiques de l'échantillon

Les échantillons de béton sont des disques de 11 cm de diamètre et de 5 cm d'épaisseur qui ont été équilibrés jusqu'à atteindre un état sec dans une étuve à 105 °C. L'équilibre est considéré atteint lorsque la variation de masse ne dépasse pas 0,05 % par jour.

Les échantillons de béton sont préparés en recouvrant ses bords d'une résine époxy pour assurer un flux de diffusion unidirectionnel pendant les essais.

6.6.1.3. Équipement

L'enceinte climatique utilisée lors de l'essai est une enceinte contrôlée en température, pression et humidité relative avec les conditions suivantes :

- l'humidité relative HR est régulée avec du gel de silice placé dans la chambre pour atteindre l'HR la plus basse de la chambre ;
- à une température de 20 °C ;
- à la pression atmosphérique.

La cellule de diffusion est constituée d'une cellule étanche en polyéthylène haute densité, séparée de l'air ambiant de l'enceinte climatique par l'échantillon. Les dimensions de la cellule en béton sont décrites dans le Tableau 3.14.

Tableau 3.14 – Dimensions de la cellule pour béton.

Diamètre interne [mm]	Longueur interne [mm]	Volume total [ml]
110	22	209

La géométrie de la cellule a été déterminée de manière à minimiser le plus possible le volume total. Un volume de diffusion important peut provoquer le dessèchement des échantillons préconditionnés.

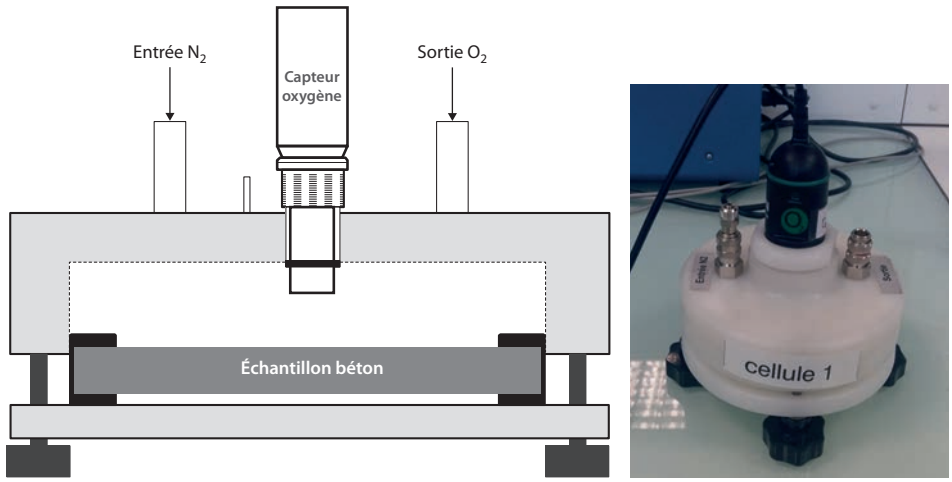


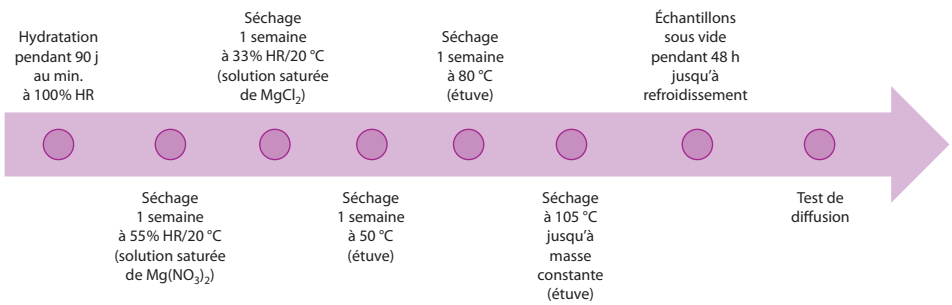
Figure 3.45 – Cellule pour un échantillon de béton.

Le capteur utilisé pour mesurer la quantité d'oxygène gazeux diffusant à travers l'échantillon à l'intérieur de la cellule a les spécifications suivantes :

- plage de mesure : 0 à 27 % ;
- plage de pression : 0,5 atm à 1,5 atm ;
- plage de température de fonctionnement normale : 25 °C (± 5 °C) ;
- plage de température de fonctionnement : 5 à 40 °C (avec étalonnage) ;
- plage d'humidité de fonctionnement : 0 à 95 % HR.

Figure 3.46 – Capteur d'oxygène gazeux.

6.6.1.4. Conditionnement de l'échantillon de béton avant mesure



6.6.1.5. Mesures

Le montage expérimental est schématisé sur la Figure 3.47.

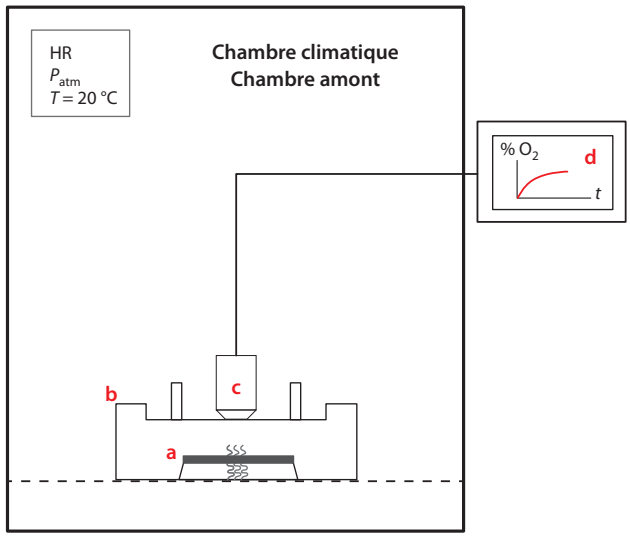


Figure 3.47 – Dispositif expérimental : cellule de diffusion pour échantillons de béton.

L'échantillon de béton testé est placé entre deux joints plats en caoutchouc et placé dans la partie inférieure de la cellule de diffusion. Au début du test, la cellule de diffusion est purgée avec de l'azote pendant une courte période de 30 secondes à un débit faible et placée à l'intérieur d'une chambre à humidité relative contrôlée. Une face de l'échantillon est alors exposée au volume interne de la cellule rempli d'azote et l'autre face à l'air de la chambre en amont créant un gradient de concentration en oxygène. Ainsi, l'oxygène diffuse progressivement à travers l'échantillon dans la cellule où la concentration en O_2 est enregistrée par le capteur de gaz. Lorsque l'état d'équilibre est atteint (c'est-à-dire lorsque la concentration en O_2 atteint 20 %), l'expérience est arrêtée et une courbe d'accumulation (concentration en O_2 en fonction du temps) est collectée.

Le coefficient de diffusion effectif d'oxygène (D_{e,O_2}) est déterminé en ajustant la deuxième loi de diffusion de Fick aux données de la courbe d'accumulation par la méthode des moindres carrés :

$$\Phi(1 - S_l)\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_{e,O_2}\frac{\partial C}{\partial x}\right) \qquad \text{[Équ. 3.6]}$$

où D_{e,O_2} est le coefficient de diffusion efficace en oxygène, C la concentration en oxygène, Φ la porosité totale et S_l le degré de saturation en eau de l'échantillon.

L'équation est résolue dans le volume intérieur de la cellule pour tenir compte de la diffusion transitoire ; pour ce volume, on a porosité = 1, saturation en eau = 0 et $D_{O_2\text{-}N_2} = 10^{-5}$ m^2/s.

Le Tableau 3.15 donne des informations sur la fiabilité, la plage de mesure, le temps et les conditions de la méthode d'essai.

Tableau 3.15 – Résumé des principales informations sur la méthode d'essai de diffusion d'O_2 sur des échantillons de béton.

Coefficient de répétabilité	7 % à 10 % (déterminé sur pâte de ciment durcie)
Coefficient de variation	8 % pour un échantillon à l'état sec
Durée d'essai	30 min à 3 jours
Durée de préconditionnement	2 mois minimum
Conditions de mesure	Température ambiante et pression atmosphérique, humidité relative contrôlée avec gel de silice dans la chambre climatique
Gamme de mesure	10^{-6} à 10^{-11} m^2/s

6.6.2. Lien entre les valeurs de diffusivité de l'oxygène et l'approche prescriptive

6.6.2.1. Conforme à la classe XC1/XC2 selon la norme NF EN 206/CN

Les Figures 3.48 et 3.49 montrent les coefficients de diffusion de l'oxygène en fonction du rapport eau efficace/liant total et de la teneur en liant total pour un béton conforme ou non aux classes XC1/XC2 selon la norme NF EN 206/CN. Aucune corrélation claire n'apparaît.

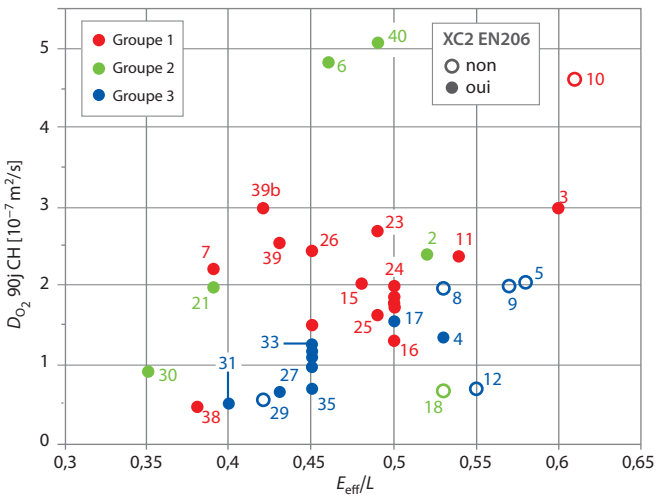


Figure 3.48 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du rapport eau efficace/liant total pour les bétons conformes ou non à la norme NF EN 206/CN pour XC1 et XC2.

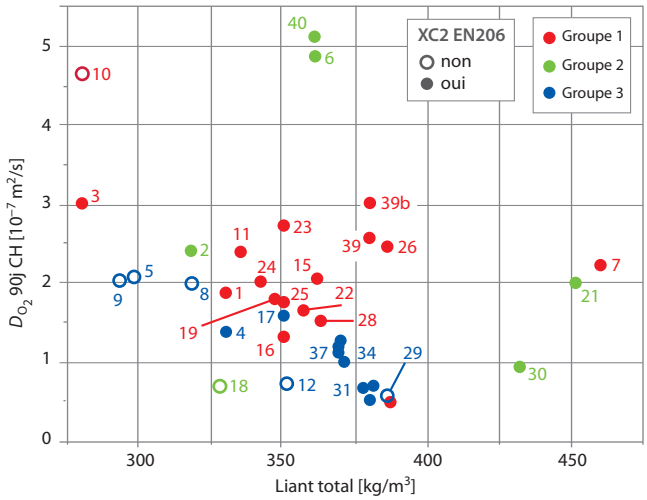


Figure 3.49 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du liant total pour les bétons conformes ou non à la norme NF EN 206/CN pour XC1 et XC2.

6.6.2.2. Conforme à la classe XC3/XC4 selon la norme NF EN 206/CN

La Figure 3.50 montre les coefficients de diffusion d'oxygène en fonction de la teneur totale en liant pour un béton conforme (ou non) aux classes XC3/XC4 selon la norme NF EN 206/CN. Aucune corrélation claire n'apparaît.

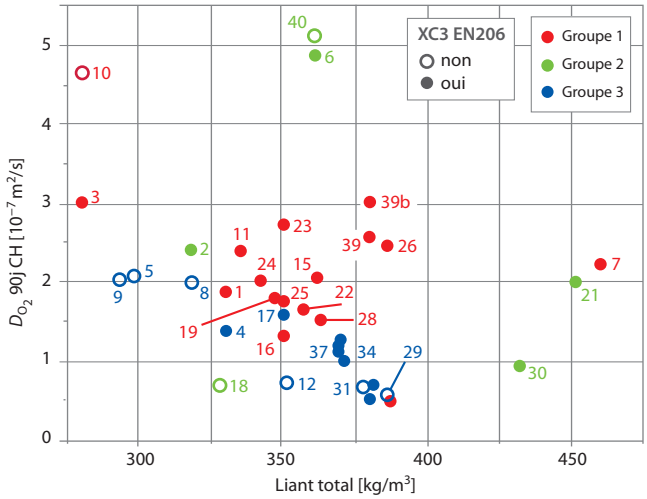


Figure 3.50 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du liant total pour les bétons conformes ou non à la norme NF EN 206/CN pour XC3 et XC4.

6.6.2.3. Conforme à la classe XC2 selon le fascicule 65

Les Figures 3.51 et 3.52 montrent les coefficients de diffusion de l'oxygène en fonction du rapport eau efficace/liant total et de la teneur totale en liant pour un béton conforme (ou non) à la classe XC2 selon le fascicule 65. Aucune corrélation claire n'apparaît.

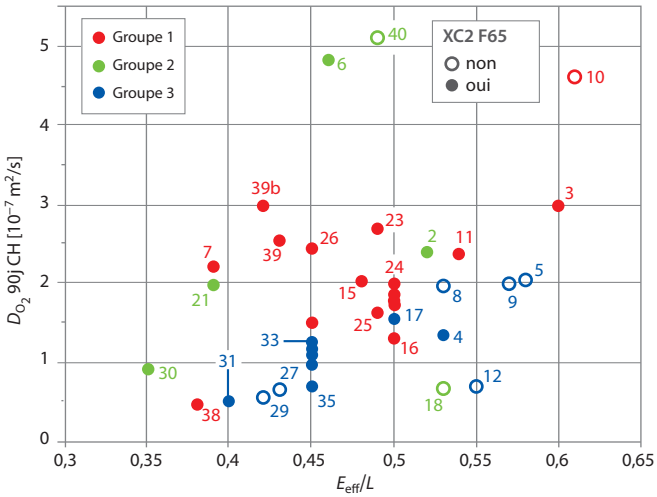


Figure 3.51 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du rapport eau efficace/liant total pour les bétons conformes ou non au fascicule 65 pour XC2.

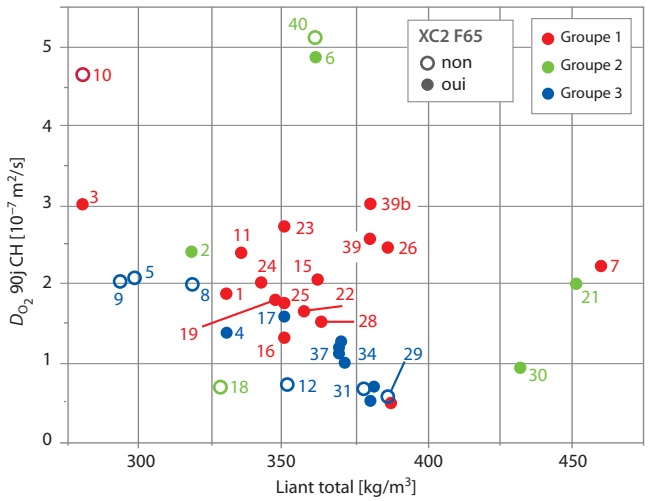


Figure 3.52 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du liant total pour les bétons conformes ou non au fascicule 65 pour XC2.

6.6.2.4. Conforme à la classe XC3 selon le fascicule 65

Les Figures 3.53 et 3.54 montrent les coefficients de diffusion de l'oxygène en fonction du rapport eau efficace/liant total et de la teneur totale en liant pour un béton conforme (ou non) à la classe XC3 selon le fascicule 65. Aucune corrélation claire n'apparaît.

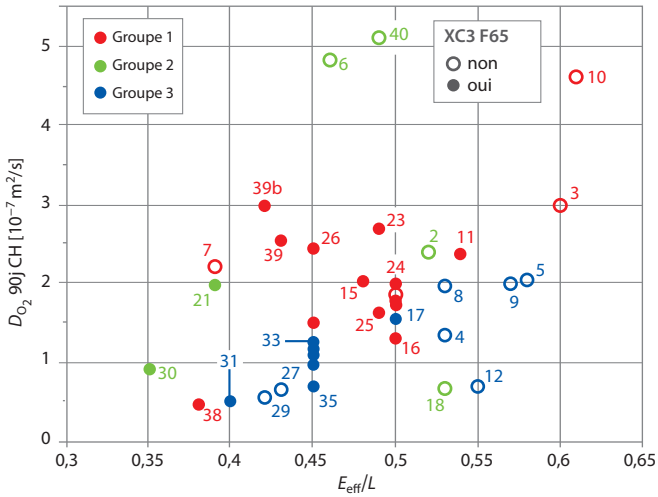


Figure 3.53 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du rapport eau efficace/liant total pour les bétons conformes ou non au fascicule 65 pour XC3.

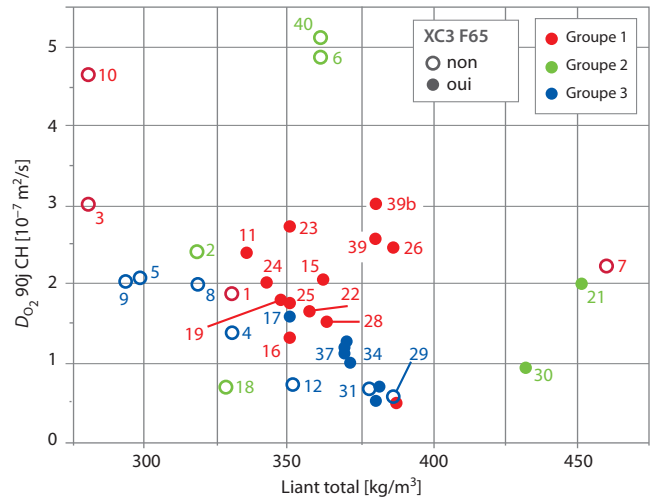


Figure 3.54 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du liant total pour les bétons conformes ou non au fascicule 65 pour XC3.

6.6.2.5. Conforme à la classe XC4 selon le fascicule 65

La figures 3.55 montre les coefficients de diffusion de l'oxygène en fonction du rapport eau efficace/liant total pour un béton conforme (ou non) à la classe XC4 selon le fascicule 65. Aucune corrélation claire n'apparaît.

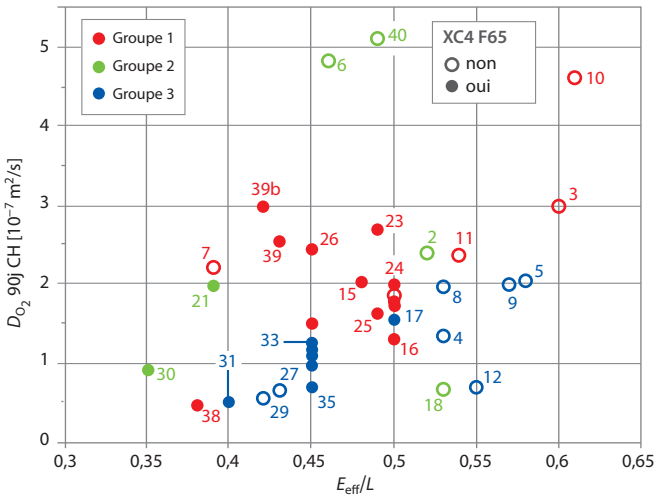


Figure 3.55 – Coefficient de diffusion de l'oxygène (cure humide de 90j) en fonction du rapport eau efficace/liant total pour les bétons conformes ou non au fascicule 65 pour XC4.

7. Résistance à la carbonatation

7.1. Introduction

Cette section porte sur les résultats des essais de carbonatation obtenus lors du programme expérimental sur 42 bétons conformes ou non aux prescriptions de la réglementation pour les classes d'exposition XC. L'objectif est d'obtenir une cartographie des performances d'un large panel de bétons.

Les 42 bétons ont été caractérisés à l'aide de l'essai de carbonatation accélérée proposé par le groupe de travail GT1A. Le mode opératoire a été obtenu à partir de modifications de deux modes opératoires existant au début du Projet National PerfDuB, c'est-à-dire l'essai européen FprCEN/TS 12390-1 et l'essai français XP P18-458. La carbonatation naturelle des bétons a également été suivie pendant deux ans dans des conditions ambiantes contrôlées (20 ± 2 °C et 50 ± 5 % HR).

La première partie de cette section est consacrée à la méthode de détermination d'une vitesse de carbonatation à partir des profondeurs de carbonatation déterminées à différentes échéances au cours de l'essai accéléré. Cette vitesse de carbonatation constitue l'indicateur de performance proposé ici pour évaluer le risque de corrosion dû à la carbonatation.

La deuxième partie s'intéresse aux corrélations entre vitesse de carbonatation et paramètres de composition du béton et aux corrélations entre vitesse de carbonatation et propriétés du matériau.

Dans une dernière partie, la base de données est confrontée aux approches prescriptives de la norme NF EN 206/CN et du fascicule 65.

7.2. Mode opératoire

Les 42 bétons ont été testés à l'aide de l'essai accéléré dont les principales étapes sont résumées dans le Tableau 3.16.

Tableau 3.16 – Principales étapes de l'essai de carbonatation accélérée.

Éprouvette	**Géométrie**	10 cylindres Ø 11 cm × H 11 cm (obtenus par sciage de 5 cylindres Ø 11 cm × H 22 cm après la cure)
Préconditionnement	**Face soumise au séchage**	Périmètre du cylindre (faces sciées protégées du séchage)
	Durée totale	≥ (14 + 7) jours
	1re phase	Étuvage à 45 °C avec pour critère d'arrêt : durée ≥ 14 jours et perte de masse des éprouvettes de mortier ≥ 5,5 %
	2e phase	7 jours à 20 °C et 65 % HR
Carbonatation	**Face en contact avec le CO_2**	Périmètre du cylindre (faces sciées protégées du séchage)
	Conditions	20 ± 2 °C et 65 ± 5 % HR
	Concentration en CO_2	3 ± 0,5 %
	Échéances	t_0, 28, 56 et 70 jours

7.3. Détermination de la vitesse de carbonatation

7.3.1. Différentes méthodes de détermination par régression linéaire

L'essai de carbonatation accélérée permet l'obtention de 4 profondeurs de carbonatation déterminées à t_0, 28, 56 et 70 jours (la troisième échéance est de 42 jours et non 56 jours dans la version finale du mode opératoire). L'échéance t_0 correspond à la mise en enceinte de carbonatation (t_0 = 0 jour). La première profondeur est donc le résultat d'une carbonatation naturelle pendant la cure et le préconditionnement. À partir de ces profondeurs exprimées en fonction de la racine carrée du temps, une vitesse de carbonatation en mm/jour^{0,5} peut être calculée par régression linéaire. La vitesse ainsi obtenue est un indicateur du risque de corrosion par carbonatation. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour effectuer la régression :

- « 3 points » : la régression est faite à partir des profondeurs déterminées à la sortie des éprouvettes de l'enceinte de carbonatation, c'est-à-dire aux échéances 28, 56 et 70 jours ;
- « 4 points » : la régression linéaire est faite avec les 4 profondeurs de carbonatation ;
- « 4 points F » : la régression linéaire est faite avec les 3 profondeurs de carbonatation accélérée et une profondeur fictive à t_0 prise égale à 0 mm (il est supposé, en l'absence de valeur déterminée à t_0, qu'aucune carbonatation naturelle de l'éprouvette ne s'est produite avant l'essai ou pendant le préconditionnement) ;

- « EN 12390 » : cette méthode proposée dans la norme NF EN 12390-12 consiste à faire la régression avec les 3 profondeurs de carbonatation accélérée en imposant une ordonnée à l'origine égale à la profondeur déterminée à t_0 (ou égale à 0 mm si aucune profondeur initiale n'est disponible).

La Figure 3.56 donne un exemple d'application de chacune des méthodes. La vitesse de carbonatation correspond à la pente de la droite de régression.

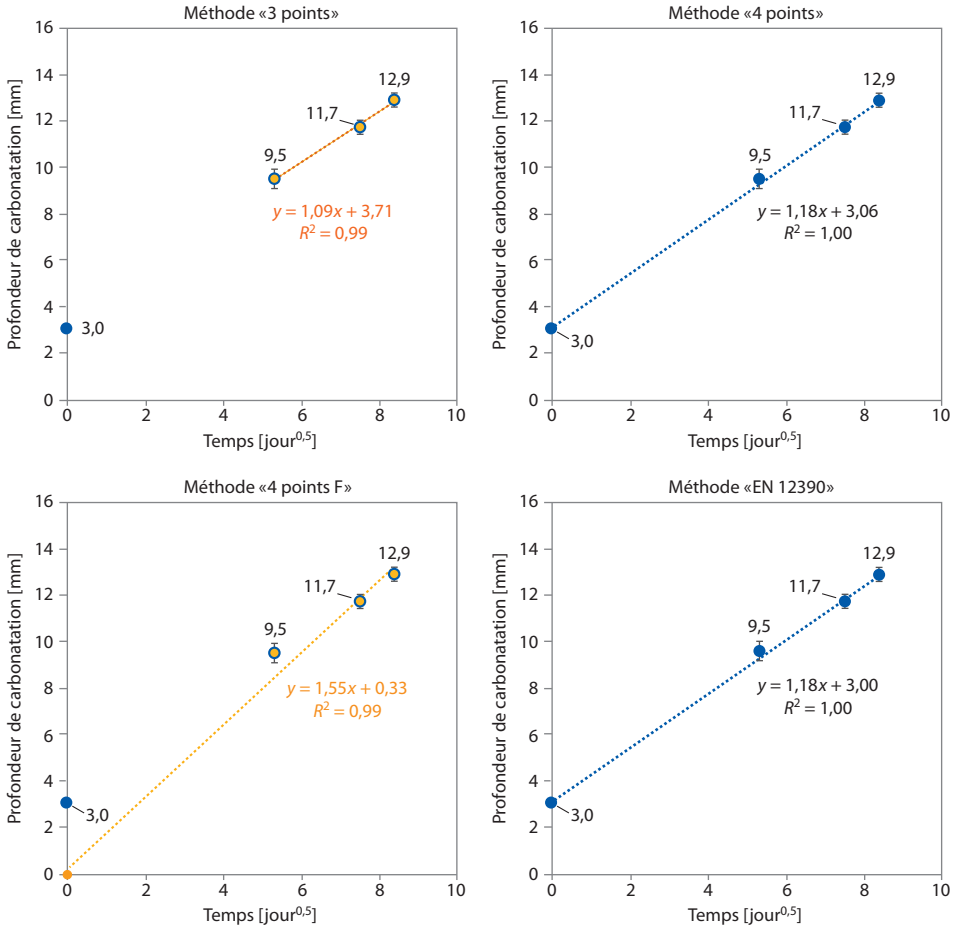


Figure 3.56 – Exemples d'application des différentes méthodes de détermination de la vitesse de carbonatation par régression linéaire (béton B10 après une cure sèche).

Dans le cas de la carbonatation naturelle, la vitesse est exprimée en mm/an^{0,5} et est déduite par régression linéaire avec la méthode de la norme NF EN 12390-12 (la profondeur initiale est égale à 0 mm). Il est à noter que le temps correspond à la durée d'exposition au CO_2 atmosphérique (différent de l'âge du béton dans le cas de la cure humide).

7.3.2. Coefficient de détermination

Le coefficient de détermination (R^2) est utilisé comme indicateur de qualité de la régression linéaire (même si la pertinence de cet indicateur est en théorie discutable). En utilisant les méthodes présentées précédemment, une vitesse de carbonatation et un coefficient R^2 ont été déterminés pour chacun des 42 bétons.

La Figure 3.57 donne le coefficient de détermination en fonction de la vitesse de carbonatation : le coefficient R^2 tend à augmenter avec la vitesse. Dans le cas d'un béton à haute résistance à la carbonatation, c'est-à-dire à vitesse faible, la profondeur de carbonatation n'évolue pas toujours linéairement avec la racine carrée du temps. En outre, les mesures sont dans ce cas généralement plus dispersées.

On note également l'influence de la méthode de cure : le coefficient de détermination tend à être plus élevé pour les bétons ayant subi une cure sèche. Cette tendance s'explique par les vitesses de carbonatation plus élevées pour la cure sèche que pour la cure humide.

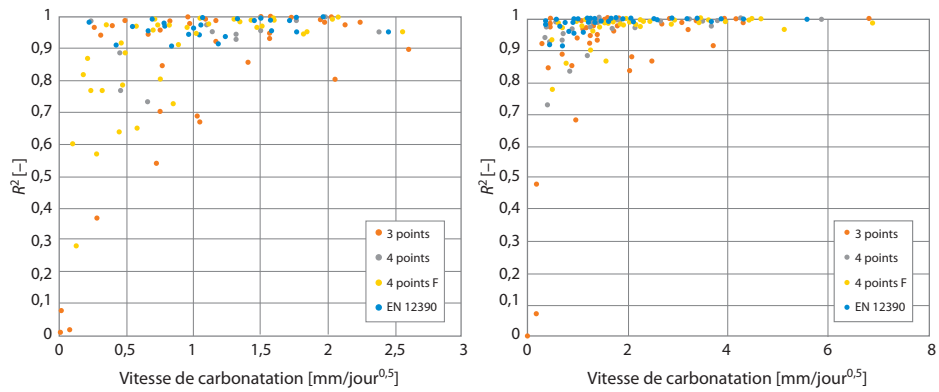


Figure 3.57 – Coefficient de détermination R^2 en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée déterminée à l'aide de quatre méthodes de régression linéaire : bétons conservés en cure sèche (à gauche) et cure humide (à droite).

7.3.3. Corrélation entre la vitesse de carbonatation accélérée et la vitesse de carbonatation naturelle

Sur les Figures 3.58 et 3.59, les vitesses de carbonatation accélérée déterminées avec les 4 méthodes de régression sont tracées en fonction des vitesses de carbonatation naturelle.

Dans le cas de la méthode « 3 points », on note l'absence de corrélation entre les deux vitesses (Figure 3.58). Cette méthode n'est pas retenue pour la détermination de la vitesse.

La corrélation est plus claire pour les trois autres méthodes, même si les données sont assez dispersées (notamment pour la cure sèche). Cette dispersion peut être en partie due à la faible précision de la vitesse de carbonatation naturelle, car les profondeurs de carbonatation n'ont été déterminées qu'entre 1 et 2 ans. Elles sont donc faibles pour la plupart des bétons. La meilleure corrélation est obtenue par la méthode « EN 12390 ». On peut également noter que les vitesses calculées par cette méthode sont proches de celles de la méthode « 4 points ».

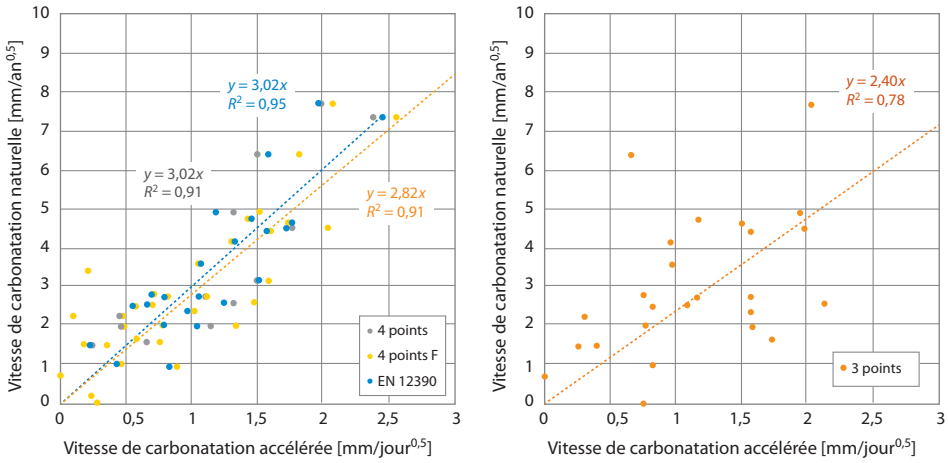


Figure 3.58 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée (cure humide).

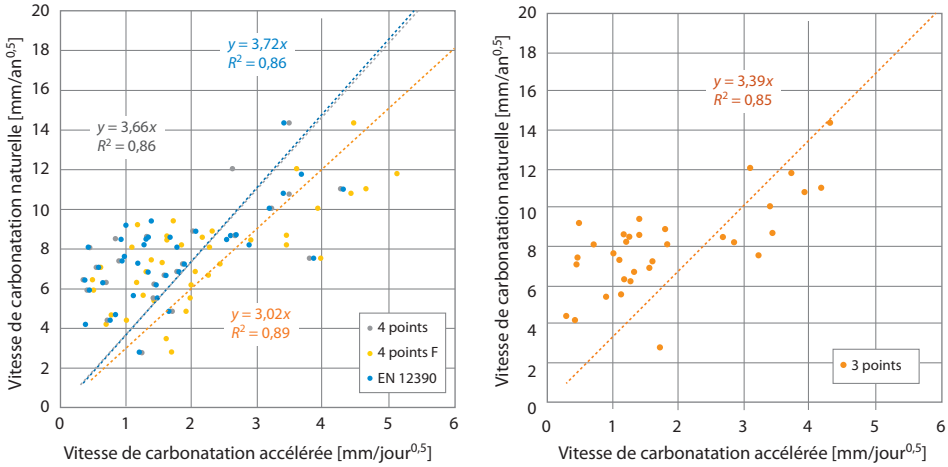


Figure 3.59 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée (cure sèche).

7.3.4. Choix d'une méthode de détermination de la vitesse de carbonatation

Sur la base des observations précédentes, il nous semble justifié de définir des seuils sur le coefficient de détermination R^2 pour évaluer la qualité de la régression linéaire dépendants de la vitesse de carbonatation. Une telle approche doit permettre de maximiser le nombre de bétons respectant les critères de validation. Par conséquent, nous définissons deux plages de vitesses de carbonatation associées à un seuil spécifique de R^2 comme suit :

- vitesse inférieure à 1 mm/jour^{0,5} : $R^2 \geq 0,9$;
- vitesse supérieure à 1 mm/jour^{0,5} : $R^2 \geq 0,95$.

Plus la vitesse de carbonatation est élevée, plus le seuil de validation est donc élevé. Cette méthode de validation est sécuritaire, puisqu'un béton dont la vitesse de carbonatation est difficile à déterminer même avec un essai accéléré (profondeurs de carbonatation faibles et résultats dispersés menant à un R^2 faible) présente *a priori* une grande résistance à la carbonatation.

Les méthodes « EN 12390 » et « 4 points », qui aboutissent quasiment aux mêmes vitesses comme le montre la Figure 3.60, donnent les meilleures corrélations entre vitesse de carbonatation accélérée et vitesse de carbonatation naturelle.

Au final, nous faisons le choix de la méthode normalisée « EN 12390 » : elle est donc utilisée dans la suite du document pour exploiter la base de données sur les 42 bétons. Les vitesses de carbonatation utilisées pour toutes les analyses sont celles respectant les critères ci-dessus.

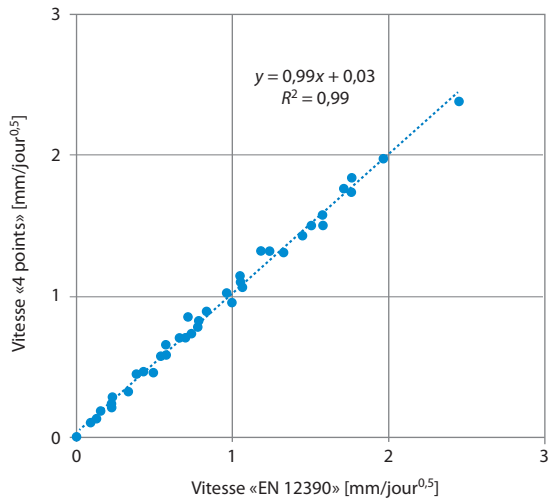


Figure 3.60 – Comparaison de la vitesse de carbonatation obtenue avec la méthode « 4 points » et de la vitesse obtenue avec la méthode de la norme « EN 12390 ».

7.4. Cartographie

7.4.1. Principales données

Les vitesses de carbonatation déterminées pour les 42 bétons sont données dans le Tableau 3.17.

Dans la suite, les vitesses de carbonatation utilisées pour évaluer les corrélations entre propriétés sont uniquement celles respectant les critères sur R^2 définis précédemment. Cette méthode de validation est censée garantir l'exactitude des vitesses de carbonatation.

Tableau 3.17 – Base de données (les vitesses de carbonatation ne satisfaisant pas le critère sur le coefficient de détermination R^2 apparaissent en rouge).

N° du béton	Carbonatation accélérée				Carbonatation naturelle	
	Cure humide		Cure sèche		Cure humide	Cure sèche
	Vitesse [mm/jour^{0,5}]	R^2	Vitesse [mm/jour^{0,5}]	R^2	Vitesse [mm/an^{0,5}]	Vitesse [mm/an^{0,5}]
1	1,04	0,95	2,87	1,00	1,70	8,20
2	1,72	0,99	3,39	1,00	4,57	10,79
3	0,84	0,91	1,78	1,00	0,86	8,10
4	1,77	0,95	2,11	0,99	–	–
5	2,45	0,95	3,66	0,99	7,30	11,77
6	**1,18**	**0,92**	3,18	1,00	4,63	10,06
7	**1,24**	**0,94**	2,59	1,00	2,33	8,69
8	1,51	1,00	2,57	1,00	2,99	12,04
9	1,58	0,95	5,57	1,00	6,92	20,12
10	1,76	1,00	3,40	1,00	4,64	14,36
11	1,07	1,00	1,67	1,00	3,61	8,60
12	1,00	0,97	0,93	0,95	–	7,86
13	–	–	0,42	0,98	–	7,02
14	**0,33**	**0,50**	0,97	1,00	–	6,82
15	0,55	0,97	1,18	1,00	2,69	7,30
16	0,66	0,96	1,20	0,99	2,47	2,80
17	1,33	0,99	1,88	1,00	4,22	5,97
18	0,79	0,97	1,39	1,00	2,71	9,40
19	**0,10**	**0,54**	1,66	0,99	1,87	4,87
20	**0,43**	**0,77**	2,53	1,00	1,81	8,47
21	**0,71**	**0,70**	0,65	0,98	–	5,63
22	0,70	0,99	1,33	1,00	2,83	8,60
23	**0,23**	**0,86**	0,44	0,92	2,95	5,92
24	1,06	0,97	1,80	1,00	2,67	6,88
25	**0,57**	**0,58**	1,00	1,00	1,77	9,20
26	**0,13**	**0,28**	0,36	0,98	1,95	6,44
27	**0,74**	**0,59**	1,12	0,96	–	5,53
28	0,42	0,91	0,58	1,00	0,88	7,08
29	**0,49**	**0,88**	0,76	0,99	1,94	4,42
30	–	–	0,83	0,96	–	4,92
31	0,78	0,98	1,28	1,00	1,99	8,22
32	**0,23**	**0,77**	–	–	0.18	4.95

33	**0,39**	**0,62**	1,33	0,99	–	6,11
34	1,45	0,99	1,60	1,00	4,70	6,69
35	**0,16**	**0,80**	1,30	1,00	1,63	8,50
36	1,58	0,99	3,85	1,00	4,53	7,52
37	0,97	0,94	2,06	1,00	2,69	8,89
38	0,00	–	0,37	0,99	0,57	4,20
39	0,23	0,98	1,46	1,00	1,25	6,20
39b	**0,57**	**0,72**	1,48	0,99	1,35	5,53
40	1,97	1,00	4,30	1,00	7,41	11,02
41	**0,23**	**0,55**	0,94	0,99	0,00	7,43

7.4.2. Éléments de compréhension

Pour bien comprendre l'influence des paramètres étudiés sur la vitesse de carbonatation, nous revenons ici sur les phénomènes contrôlant la carbonatation du béton. La carbonatation est un transfert réactif contrôlé par deux phénomènes : la diffusion du CO_2 gazeux et les réactions chimiques dans la solution interstitielle (dissolution des hydrates de ciment, réactions du CO_2 dissous avec les ions calcium de la matrice cimentaire, etc.).

Le transfert diffusif dépend du coefficient de diffusion du matériau et donc des propriétés de la microstructure et de son degré de saturation en eau. Les réactions chimiques dépendent de la quantité de calcium qui peut être mobilisée à partir des oxydes de calcium du liant. Les cinétiques chimiques sont fonction aussi du degré de saturation en eau et du degré de carbonatation des éléments carbonatables.

Les réactions chimiques sont souvent considérées comme instantanées, ou du moins beaucoup plus rapides que la diffusion. Cette hypothèse est surtout valable pour un degré de saturation en eau supérieur à 0,5. Deux zones se distinguent alors dans le béton : une zone totalement carbonatée et une zone non carbonatée. Selon la première loi de Fick, la profondeur de carbonatation, c'est-à-dire le front qui sépare les deux zones, peut s'écrire en fonction de la racine carré du temps [Papadakis *et al.*, 1991] :

$$x_c = v\sqrt{t} \qquad \text{[Équ. 3.7]}$$

où v est la vitesse de carbonatation ($m/s^{0,5}$).

La vitesse v peut s'écrire comme suit :

$$v = \sqrt{\frac{2D}{n_c}[CO_2]} \qquad \text{[Équ. 3.8]}$$

avec D le coefficient de diffusion gazeuse du matériau dans la zone « totalement carbonatée » [m^2/s], n_c la capacité de fixation du CO_2 par le matériau sain [mol/m^3] et [CO_2] la concentration en CO_2 de l'ambiance [mol/m^3].

D est lié notamment à la porosité et n_c à la teneur en CaO du liant. Les bétons à faible teneur en clinker sont moins résistants à la carbonatation que les bétons contenant un ciment Portland de type CEM I pour une même porosité. Cette tendance est couramment expliquée par la faible teneur en CaO des bétons à faible teneur en clinker [Younsi *et al.*, 2011]. Des

études récentes montrent aussi que le coefficient de diffusion de ces derniers à l'état carbonaté est plus élevé que celui des bétons au ciment Portland [Gendron, 2019].

7.4.3. Corrélations entre la vitesse de carbonatation accélérée et les paramètres de composition du béton

Pour commencer, nous analysons la corrélation entre la vitesse de carbonatation et le paramètre clé de la composition des bétons qu'est le rapport massique eau efficace/liant, E_{eff}/L. La masse de liant L est la somme de la masse de ciment et de la masse d'additions minérales. Sur la Figure 3.61, la résistance à la compression déterminée à l'âge de 90 jours est tracée en fonction du rapport E_{eff}/L et en fonction du rapport E_{eff}/L^* (L^* étant la masse en liant hydraulique ou pouzzolanique, c'est-à-dire tous les liants à l'exception des fillers calcaire ou siliceux). Une bien meilleure corrélation est mise en évidence avec le rapport E_{eff}/L^* qu'avec le rapport E_{eff}/L. Les additions « inertes » ne contribuent pas ou peu à la résistance et *a priori* aux propriétés du béton durci. Nous faisons le choix d'utiliser le paramètre E_{eff}/L^* dans la suite pour l'analyse de la base de données.

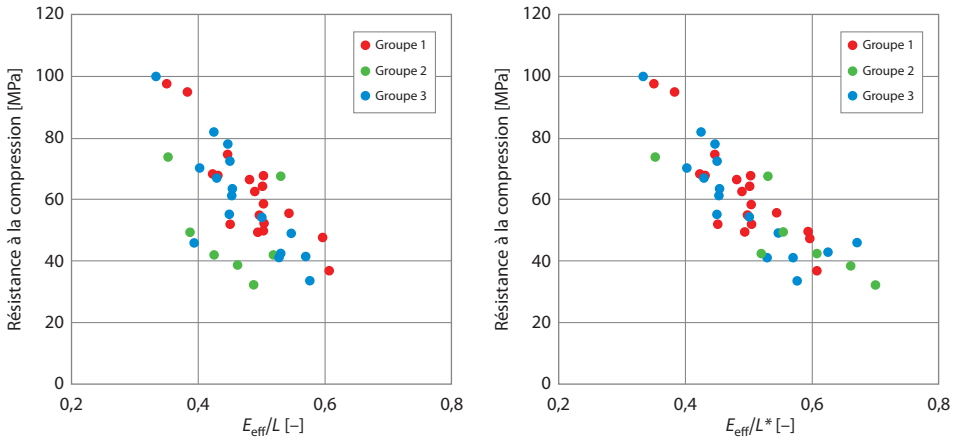


Figure 3.61 – Résistance à la compression à 90 jours en fonction du rapport E_{eff}/L (gauche) et E_{eff}/L^* (droite) – cure humide.

Sur la Figure 3.62 a, la corrélation entre la vitesse de carbonatation et le rapport E_{eff}/L^* est faible quel que soit le type de cure. Cependant, il semble que la vitesse de carbonatation est mieux corrélée à ce paramètre dans le cas des matériaux à haute teneur en clinker (groupe 1). Pour ce groupe, la résistance à la carbonatation devient très élevée lorsque le E_{eff}/L^* est inférieur à 0,4, et les profondeurs de carbonatation deviennent difficilement mesurables. Les bétons à faible teneur en clinker (groupe 3) conservés dans l'eau 90 jours se carbonatent plus rapidement que les bétons du groupe 1 pour un même E_{eff}/L^*. Les droites de tendance de la Figure 3.62 b montrent que, pour un rapport E_{eff}/L^* donné, la vitesse de carbonatation d'un béton du groupe 3 est environ égale à la vitesse d'un béton du groupe 1 majorée de 0,7 mm/jour^{0,5}.

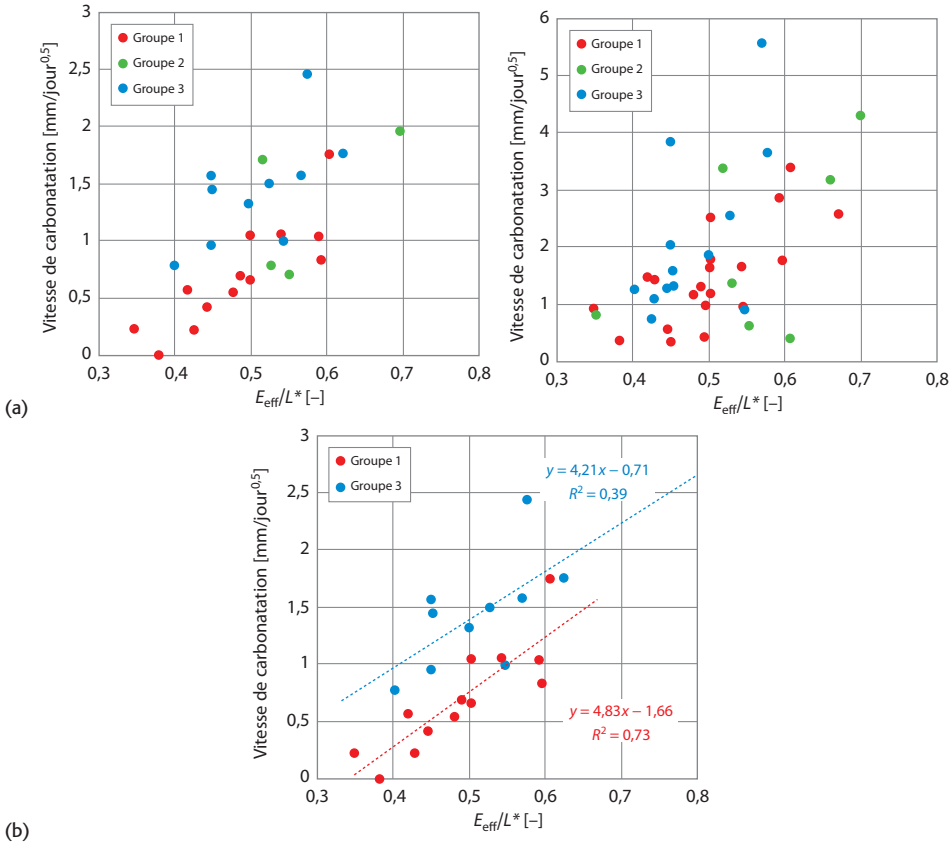


Figure 3.62 – (a) Vitesse de carbonatation accélérée en fonction du rapport E_{eff}/L^* – cure humide (gauche) et cure sèche (droite). (b) Vitesse de carbonatation accélérée en fonction du rapport E_{eff}/L^* – cure humide (groupes 1 et 3).

La vitesse de carbonatation est dépendante de la capacité de fixation du CO_2 de la matrice cimentaire, c'est-à-dire de la teneur en éléments carbonatables, comme rappelé au paragraphe 7.4.2. Selon ce principe, [Leemann et Moro, 2017] ont proposé de corréler la vitesse de carbonatation au rapport E_{eff}/CaO, avec CaO la teneur en oxyde de calcium carbonatable du liant. Dans ce rapport, la teneur en eau E_{eff} est un paramètre de formulation contrôlant la porosité et donc la diffusivité des gaz. Le rapport E_{eff}/CaO est donc un indicateur de la résistance à la carbonatation.

Comme le montre la Figure 3.63, la corrélation entre vitesse de carbonatation et E_{eff}/CaO est légèrement meilleure que pour le E_{eff}/L^* dans le cas de la cure humide. Notons que les points les plus éloignés de la courbe de tendance correspondent aux bétons réalisés avec des cendres volantes. Le E_{eff}/CaO ne donne qu'une indication globale sur la résistance à la carbonatation. La limite d'une telle approche est la teneur en CaO. En effet, une partie de la masse d'oxyde de calcium peut ne pas être carbonatable. De nombreux résultats de la littérature montrent par exemple que le degré de carbonatation de la portlandite reste inférieur à 50 % même en carbonatation accélérée [Thiery, 2005 ; Boumaaza *et al.*, 2020 ; Steiner *et al.*, 2020].

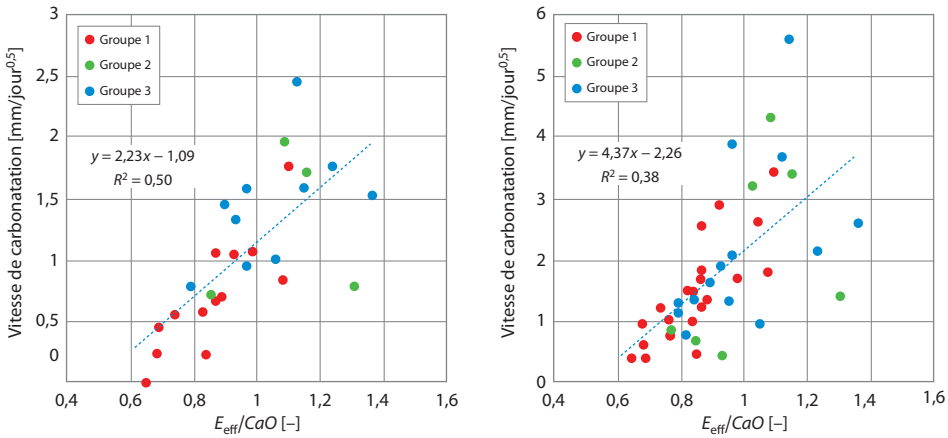


Figure 3.63 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction du rapport E_{eff}/CaO – cure humide (gauche) et cure sèche (droite). Les droites de tendance ont été calculées pour l'ensemble des points de chaque graphe, tous lots confondus.

La Figure 3.64 examine la corrélation entre la vitesse de carbonatation accélérée et le rapport E_{eff}/CaO pour les différents types de granulats. Les granulats G2 et G4 sont les plus poreux (absorption supérieure à 2,5 %), tandis que les granulats G1, G3 et G5 sont denses (absorption inférieure à 1 %). Pour la plupart, les bétons contenant les granulats G2 et G4 ont été formulés avec les rapports E_{eff}/CaO les plus élevés. Ainsi, il est difficile de séparer l'influence du granulat de celle du E_{eff}/CaO. Dans la plage commune de E_{eff}/CaO, entre 0,8 et 1, aucune influence du granulat n'apparaît sur la Figure 3.64.

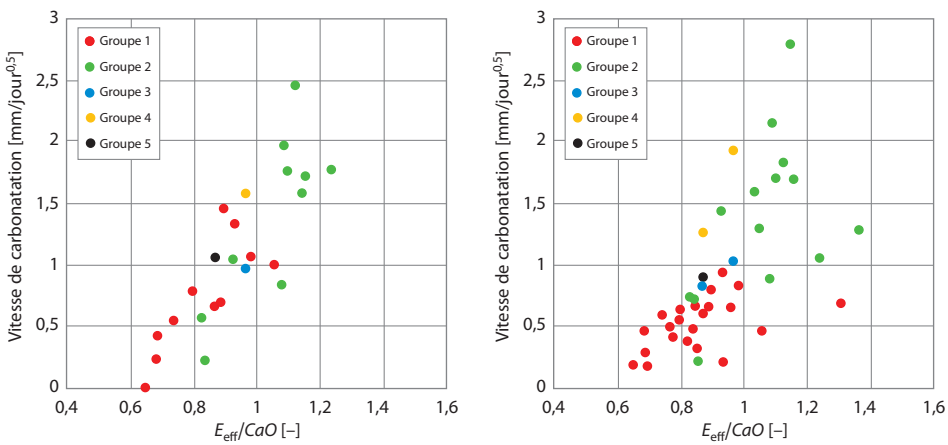


Figure 3.64 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction du rapport E_{eff}/CaO – cure humide (gauche) et cure sèche (droite). Chaque groupe G*i* correspond à un type de granulats.

Les bétons 36 et 37 ont été fabriqués avec la même composition de pâte et la même fraction volumique de granulats mais des types de granulats différents, c'est-à-dire G4 et G3 respectivement pour le béton 36 et le béton 37. G3 est un granulat calcaire dense avec une absorption de 0,6 %. G4 est un granulat calcaire très poreux avec une absorption supérieure à 4 %. Comme le montre la Figure 3.65, la porosité des granulats affecte à la fois la porosité du béton et la résistance à la carbonatation. La vitesse de carbonatation du béton fabriqué avec le

granulat G4 est 1,5 fois supérieure à la vitesse du béton contenant le granulat G3. Cet exemple témoigne d'un effet non négligeable de l'absorption d'eau des granulats sur les performances du béton.

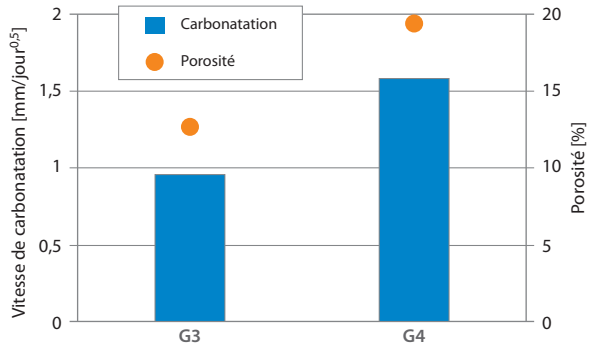


Figure 3.65 – Vitesse de carbonatation accélérée et porosité de deux bétons formulés avec la même pâte mais des granulats différents, à savoir G3 (absorption = 0,3 %) et G4 (absorption = 4 %).

Sur la Figure 3.66, la vitesse de carbonatation déterminée pour les bétons ayant subi la cure sèche est tracée en fonction de la vitesse obtenue pour les bétons conservés dans l'eau. La corrélation obtenue est assez faible (surtout pour le groupe 3). On remarque que la vitesse pour une cure sèche déduite à partir de la régression linéaire pour une vitesse en cure humide nulle est non nulle (ordonnée à l'origine de 0,32 mm/jour^{0,5}). En effet, une cure sèche se traduit par une « peau » de moins bonne qualité que le cœur de l'éprouvette (porosité plus élevée et teneur en hydrates plus faible à cause d'un défaut d'hydratation). Dans un modèle de carbonatation tel que celui rappelé en paragraphe 7.4.2, on pourrait envisager de prendre en compte l'effet de cure par un terme additif dans l'équation plutôt que multiplicatif sur la vitesse. La mise en place d'une telle approche nécessiterait des investigations complémentaires.

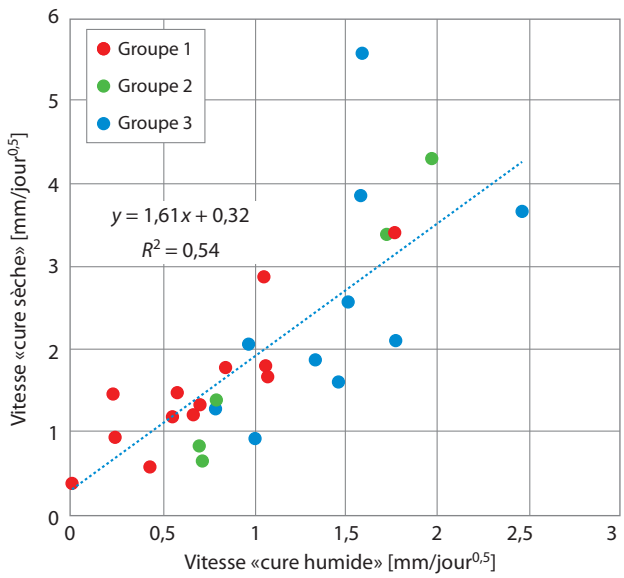


Figure 3.66 – Vitesse de carbonatation accélérée obtenue pour la cure sèche en fonction de celle obtenue pour la cure humide.

7.4.4. Corrélations entre la vitesse de carbonatation accélérée et les propriétés du béton

La résistance à la compression est la première propriété visée dans le cahier des charges des bétons. De bonnes corrélations sont observées entre la résistance à la compression déterminée à l'âge de 90 jours et la vitesse de carbonatation accélérée, notamment dans le cas de la cure humide (Figure 3.67). Des corrélations encore meilleures sont obtenues lorsque les groupes de bétons 1 et 3 sont considérés séparément pour la régression linéaire (Figure 3.68). Plusieurs explications peuvent être fournies à cette bonne corrélation *a priori* surprenante. Premièrement, la résistance à la compression est peut-être la propriété du béton la plus reproductible (les laboratoires ont beaucoup d'expérience pour la réalisation de l'essai de compression). Deuxièmement, dans un groupe de bétons donné, c'est-à-dire une plage de teneurs en clinker assez resserrée, la résistance mécanique dépend principalement de la porosité, ce qui devrait être également le cas pour la résistance à la carbonatation.

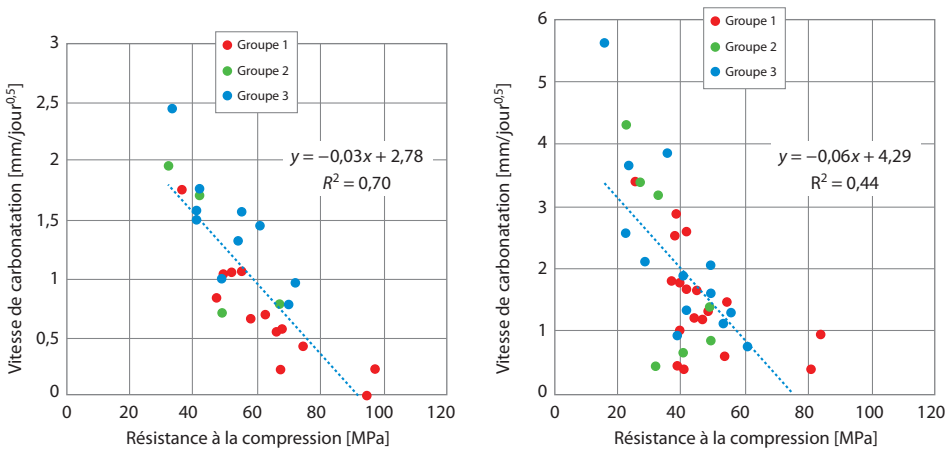


Figure 3.67 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la résistance à la compression à l'âge de 90 jours – cure humide (gauche) et cure sèche (droite).

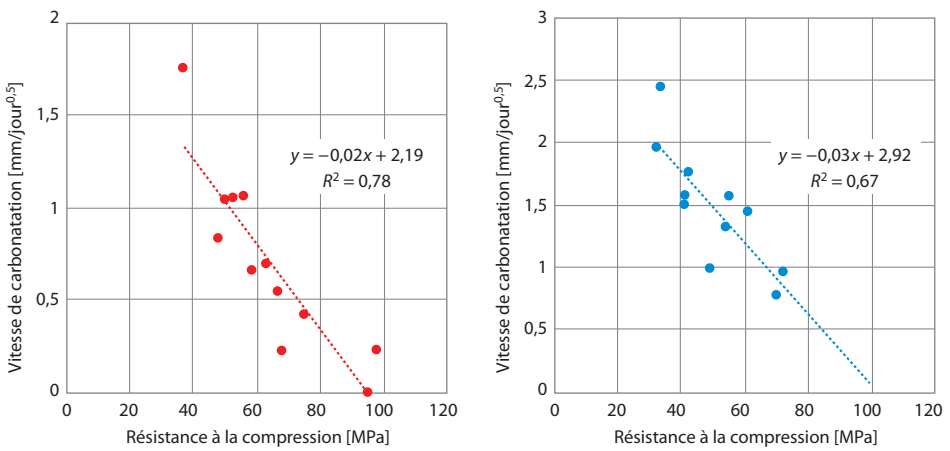


Figure 3.68 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la résistance à la compression à l'âge de 90 jours du groupe 1 (gauche) et du groupe 2 (droite) – cure humide.

De manière surprenante, la vitesse de carbonatation est moins bien corrélée à la porosité accessible à l'eau déterminée à l'âge de 90 jours qu'à la résistance à la compression (Figure 3.69). La porosité n'a été déterminée que pour la cure humide (la corrélation entre la vitesse de carbonatation obtenue pour la cure sèche et la porosité n'est pas examinée ici). La corrélation est un peu meilleure lorsque la porosité est rapportée à la teneur en CaO (Figure 3.70). Le rapport porosité/*CaO* est un indicateur du paramètre v défini au paragraphe 7.4.2, c'est-à-dire le rapport de la diffusivité du gaz et de la capacité de fixation du CO_2. Notons, cependant, que la diffusivité gazeuse contrôlant le taux de carbonatation est la diffusivité gazeuse du matériau carbonaté. La porosité utilisée ici a été déterminée pour un matériau sain. La diffusivité du gaz est également liée au degré de saturation en eau. De plus, comme discuté dans le paragraphe 7.4.3, la teneur en CaO ne fournit qu'une estimation de la capacité de fixation du CO_2.

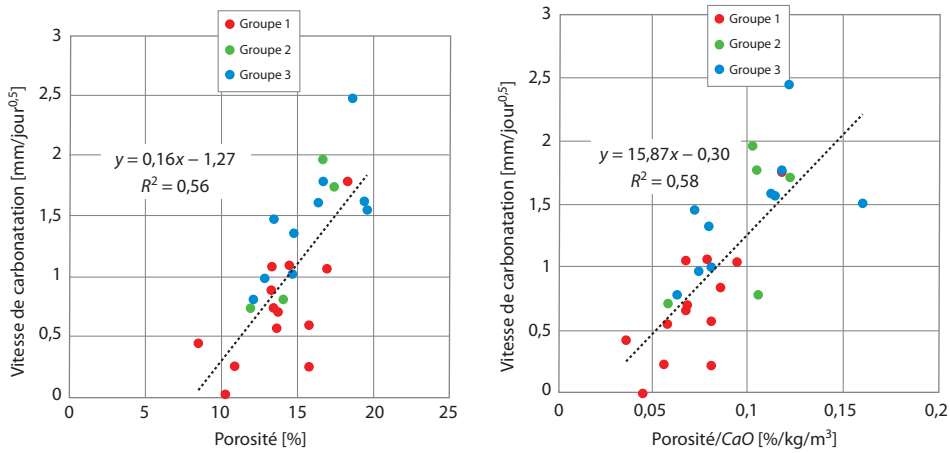


Figure 3.69 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la porosité (gauche) et du rapport porosité/*CaO* (droite) – cure humide.

Comme proposé en section 4, la porosité peut être corrigée par la fraction volumique de pâte (c'est-à-dire la pâte comprenant l'eau et toutes les particules solides inférieures à 63 µm). Dans le cas de granulats peu ou très poreux, le rapport porosité/fraction de pâte correspond à la porosité de la pâte. La correction apportée par la fraction de pâte ramène donc le problème à celui des transferts dans la pâte cimentaire. La Figure 3.70 montre cependant que corriger la porosité ou le rapport porosité/*CaO* par la fraction de pâte n'améliore pas les corrélations avec la vitesse de carbonatation.

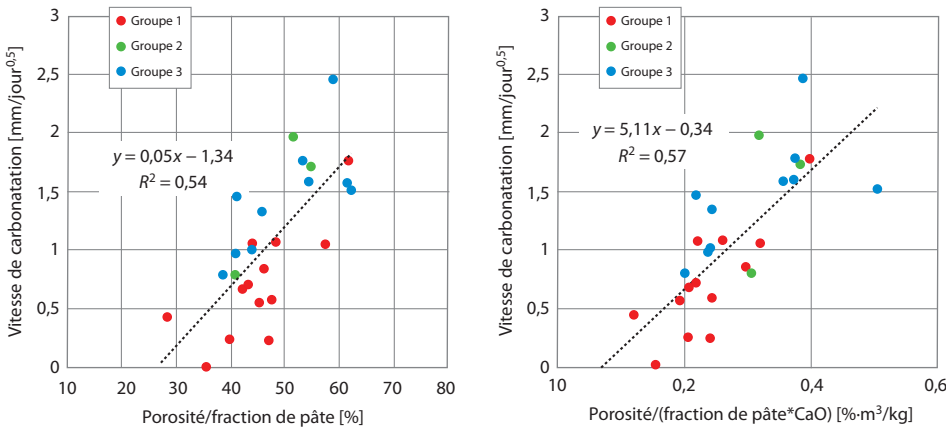


Figure 3.70 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction du rapport de la porosité et de la fraction volumique de pâte (gauche) et en fonction du rapport de la porosité et de la teneur en CaO corrigée de la fraction de pâte (droite) – cure humide.

Le coefficient de diffusion des ions chlorure est une propriété qui pourrait fournir une indication sur la diffusivité du gaz. [Rozière *et al.*, 2009] ont trouvé une bonne corrélation entre la vitesse de carbonatation accélérée, déterminée avec la procédure AFPC-AFREM, et le rapport D_e/CaO, avec D_e le coefficient de diffusion effectif des chlorures, déterminé à partir d'un essai de migration en régime permanent. Dans cette étude, les bétons ont été formulés avec deux liants : un ciment CEM I et un mélange à 70 % de ciment CEM I et 30 % de cendres volantes. Ces bétons correspondent aux bétons du groupe 1 et du groupe 2 du projet PerfDuB.

Sur la Figure 3.71, la vitesse de carbonatation est tracée en fonction du rapport D_{rcm}/CaO. D_{rcm} est le coefficient de migration des chlorures qui a été déterminé pour l'ensemble des bétons PerfDuB à partir d'essais de migration (voir section 8). Globalement, aucune corrélation ne ressort sur la figure entre vitesse de carbonatation et rapport D_{rcm}/CaO. Cependant, si l'on considère les bétons par famille (zones colorées sur la figure), une bien meilleure corrélation entre les deux paramètres est mise en évidence. Les trois familles correspondent, en rouge, aux bétons avec des liants à forte teneur en clinker (groupe 1), en bleu aux bétons avec principalement des liants avec clinker et laitier (K-S du groupe 3) et, entre les deux en gris, aux bétons avec des liants contenant du clinker, des cendres volantes ou une charge siliceuse (K-S ou -Qz des groupes 2 et 3).

Il semble donc que la relation entre la vitesse de carbonatation et le rapport D_{rcm}/CaO dépende de la teneur en clinker (groupes 1, 2 et 3) mais surtout de la nature du liant (familles rouge, bleue, grise).

La différence de relation entre la vitesse de carbonatation et le rapport D_{rcm}/CaO due à la nature du liant pourrait d'abord être une conséquence de l'utilisation d'un coefficient de diffusion des chlorures apparent et non du coefficient de diffusion effectif (D_e). Pour rappel, D_{rcm} est lié à D_e et à la capacité de fixation des chlorures par le liant. Cette dernière est plus élevée dans le cas des bétons contenant un liant au laitier (S) et, par conséquent, le coefficient D_{rcm} doit être inférieur pour les bétons au laitier qui présentent le même coefficient effectif D_e que celui de bétons de ciment Portland. Cependant, de nombreux résultats de la littérature montrent que la fixation des chlorures est négligeable lors d'un essai de migration : les coeffi-

cients D_{rcm} et D_e sont généralement plus faibles pour les bétons au laitier à cause de leur réseau poreux très fin [Baroghel-Bouny *et al.*, 2013]. Une autre explication de l'influence de la nature du liant peut être avancée au regard d'autres résultats de la littérature [Dutzer *et al.*, 2019]. Lors de la carbonatation, les matériaux à forte teneur en C-S-H, tels que les bétons au laitier, sont soumis à un fort retrait de carbonatation et donc à une microfissuration qui augmente fortement le coefficient de diffusion gazeuse. Pour une pâte de ciment contenant principalement des C-S-H, [Kangni-Foli *et al.*, 2021] ont constaté que le coefficient de diffusion gazeuse augmentait d'un ordre de grandeur après une carbonatation accélérée à 3 % de CO_2. Notons que la pente de la droite de tendance dans la zone bleue sur la Figure 3.71 est environ 10 fois supérieure à celle obtenue à partir des données de groupe 1 (zone rouge).

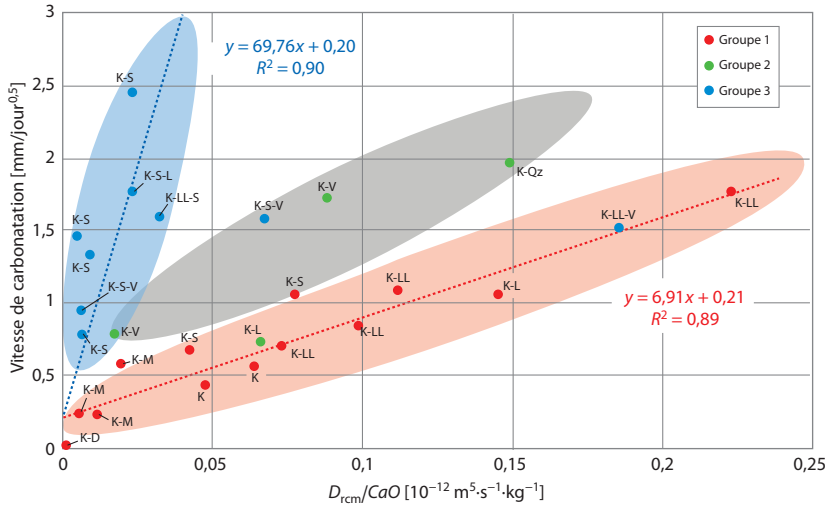


Figure 3.71 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction du rapport D_{rcm}/CaO – cure humide. Les étiquettes « K-X » renvoient aux additions minérales « X » composant le liant avec le clinker « K ».

Dans la section 6, le lien entre la vitesse de carbonatation et le rapport entre le coefficient de diffusion du O_2 (D_{O_2}) et la teneur en CaO a été étudié. Les grandes tendances mises en évidence dépendent du groupe de bétons (et sans doute de la nature du liant). Pour un rapport D_{O_2}/CaO donné, la vitesse de carbonatation du béton du groupe 3 est supérieure à celle d'un béton du groupe 1, comme nous l'avons observé ci-dessus avec le rapport D_{rcm}/CaO. Ces tendances suggèrent que les coefficients de diffusion, gazeuse ou ionique, déterminés après carbonatation du béton devraient être des indicateurs plus pertinents.

La Figure 3.72 va dans le sens de cette affirmation. En effet, les bétons du groupe 3 qui ont la même résistivité que les bétons du groupe 1 ont également une résistance à la carbonatation beaucoup plus faible. La résistivité est une propriété de transfert déterminée sur des éprouvettes de matériau non carbonaté.

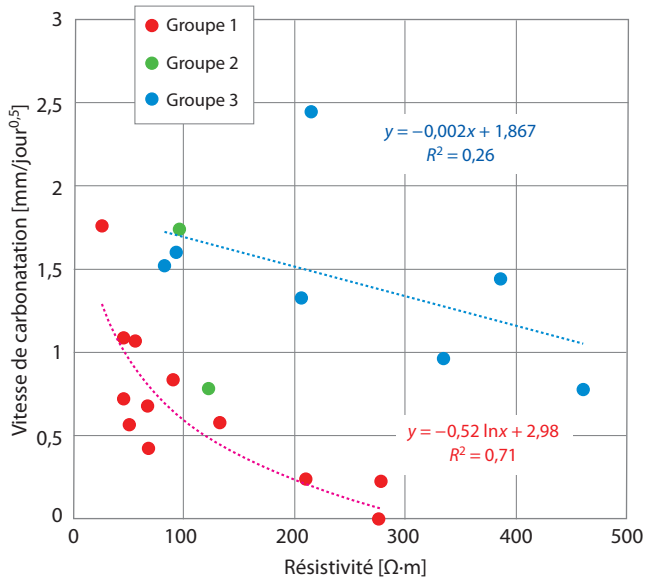


Figure 3.72 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la résistivité électrique – cure humide.

Comme le montre la Figure 3.73 (gauche), les tendances observées pour la perméabilité apparente aux gaz k_7 (déterminée après un séchage à l'étuve de 7 jours à 80 °C) dépendent du groupe de bétons. Pour une même perméabilité, les bétons du groupe 3 ont une vitesse de carbonatation plus élevée que celle des bétons du groupe 1. Bien que les données soient dispersées, on distingue moins l'influence du groupe de bétons dans le cas de k_{sec}, c'est-à-dire la perméabilité aux gaz déterminée après un étuvage à 105 °C jusqu'à masse constante. Cela pourrait s'expliquer par la fissuration des éprouvettes après l'étuve. En cela, la perméabilité aux gaz k_{sec} pourrait être plus représentative du coefficient de diffusion gazeuse du matériau à l'état carbonaté (diffusion gazeuse d'un béton endommagé).

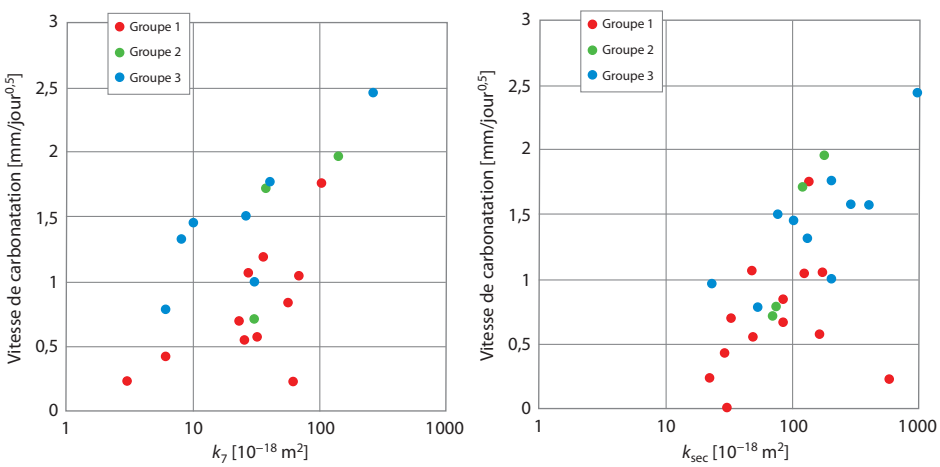


Figure 3.73 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la perméabilité apparente aux gaz k_7 déterminée après un étuvage à 80 °C de 7 jours (gauche) et k_{sec} la perméabilité déterminée après un séchage complet à 105 °C (droite) – cure humide.

7.4.5. Corrélations entre carbonatation naturelle et paramètres de composition ou propriétés des bétons

Dans ce qui suit, nous étudions les corrélations entre la vitesse de carbonatation naturelle et les paramètres étudiés précédemment, c'est-à-dire les paramètres de composition (E_{eff}/L^*, E_{eff}/CaO) et les propriétés (résistance à la compression à 90 jours, porosité, porosité/CaO, D_{rcm}/CaO).

Globalement, les corrélations entre la vitesse de carbonatation naturelle et les paramètres étudiés sont faibles, même si les tendances générales auxquelles on pouvait s'attendre sont obtenues. Par exemple, la vitesse de carbonatation tend à augmenter avec le E_{eff}/L^* et le E_{eff}/CaO, comme le montrent les Figures 3.74 et 3.75 respectivement. Plusieurs explications sont proposées ci-après pour expliquer le manque de corrélation :

- Les vitesses de carbonatation ont été calculées à partir de profondeurs déterminées après 2 ans seulement d'exposition en conditions naturelles. Pour certains bétons, en particulier ceux conservés en cure humide, les profondeurs de carbonatation obtenues sont faibles, voire très faibles (de l'ordre du millimètre). Dans ce cas, la vitesse de carbonatation correspond plus à la vitesse de carbonatation de la peau de l'éprouvette.
- Une seule éprouvette par béton a été utilisée pour faire le suivi sur 2 ans de la carbonatation naturelle.
- La reproductibilité de l'essai de carbonatation naturelle n'a pas été étudié au cours du projet PerfDuB. Même si l'essai doit être réalisé dans des conditions contrôlées (à 20 ± 2 °C et 50 ± 5 % HR), des différences d'ambiances entre les laboratoires (notamment sur l'humidité relative) peuvent résulter dans des différences de vitesse de carbonatation.

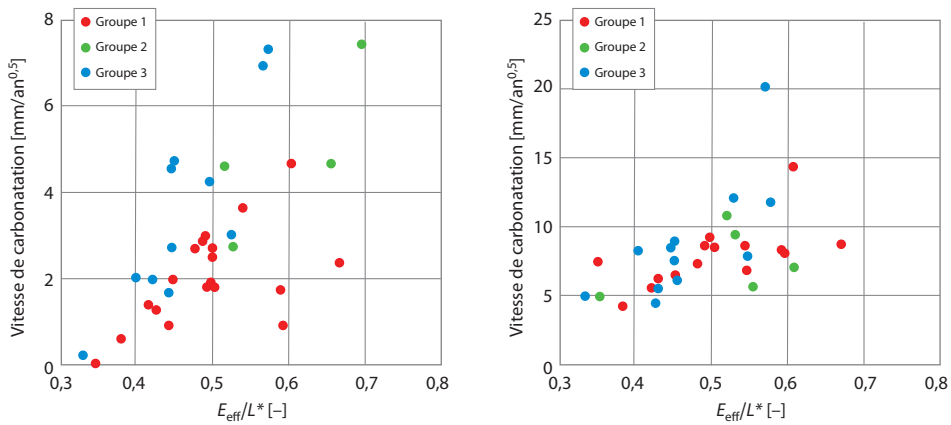


Figure 3.74 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction du rapport E_{eff}/L^* – cure humide (gauche) et cure sèche (droite).

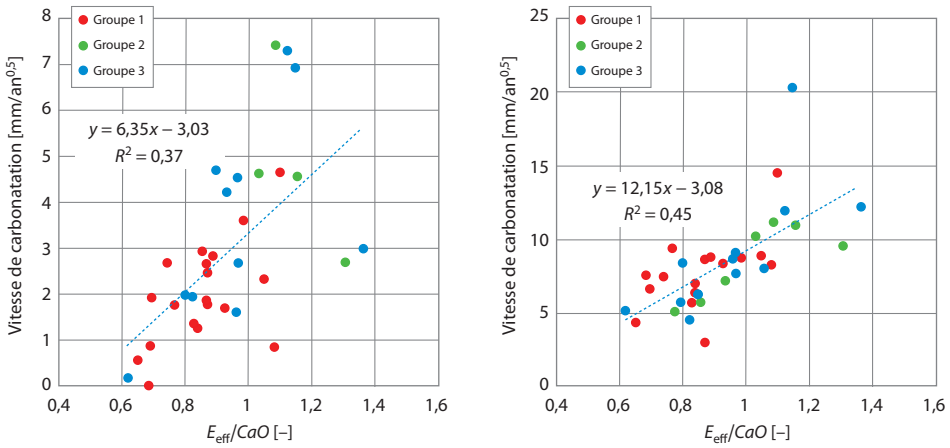


Figure 3.75 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction du rapport E_{eff}/CaO – cure humide (gauche) et cure sèche (droite).

Comme le montre la Figure 3.76, la vitesse de carbonatation naturelle tend à diminuer avec la résistance à la compression, que ce soit en cure humide ou en cure sèche, toujours avec une faible corrélation.

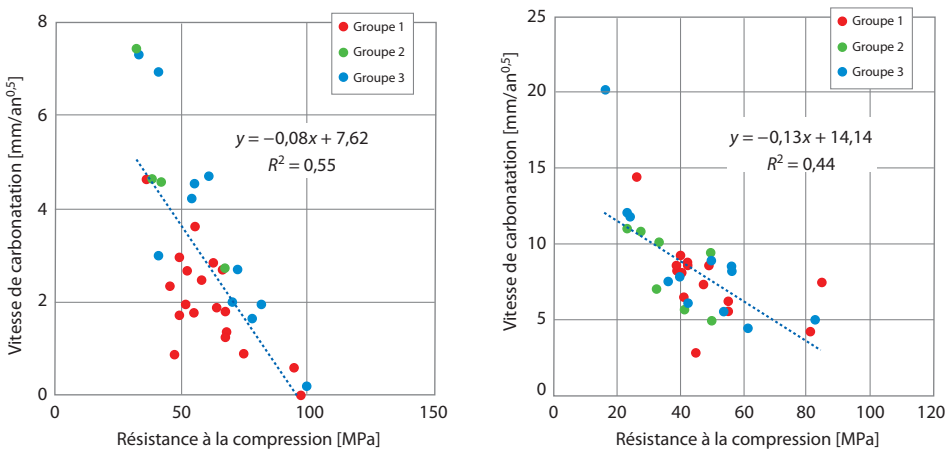


Figure 3.76 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction de la résistance à la compression à l'âge de 90 jours – cure humide (gauche) et cure sèche (droite).

Sur la Figure 3.77, on voit que la vitesse de carbonatation tend à augmenter avec la porosité du béton ou avec cette même porosité divisée par la teneur en CaO, mais toujours avec une faible corrélation.

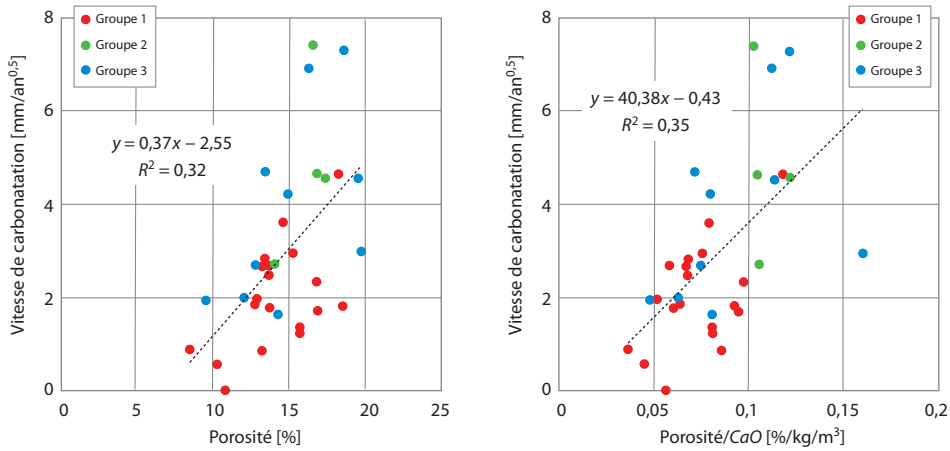


Figure 3.77 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction de la porosité déterminée à l'âge de 90 jours (gauche) et du rapport porosité/*CaO* (droite) – cure humide.

La Figure 3.78 donnant la vitesse de carbonatation naturelle en fonction du rapport D_{rcm}/CaO fait apparaître les trois zones dépendant principalement de la nature du liant, comme observé pour la carbonatation accélérée (bien que les points soient ici beaucoup plus dispersés dans la zone rouge). Là encore, la pente de la zone bleue (bétons au laitier) est environ 10 fois supérieure à celle de la zone rouge (bétons à fort dosage en clinker).

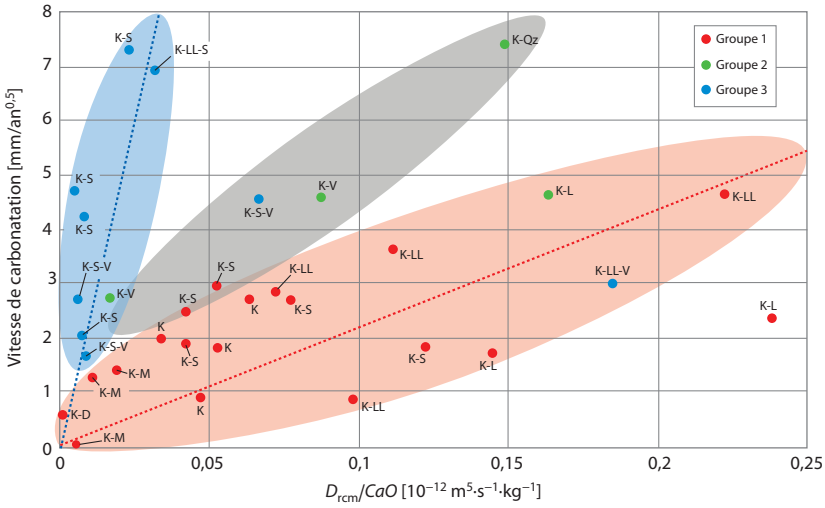


Figure 3.78 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction du rapport D_{rcm}/CaO – cure humide (bétons âgés de 90 jours).

7.5. Corrélation entre vitesse de carbonatation naturelle et vitesse de carbonatation accélérée

Sur la Figure 3.79, les vitesses de carbonatation naturelle sont tracées en fonction des vitesses de carbonatation accélérée dans le cas de la cure humide. Seules les vitesses de carbonatation accélérée obtenues par régression linéaire avec un coefficient de détermination R^2 supérieur ou égal à 0,95 ont été utilisées. La corrélation entre les deux vitesses est plutôt bonne. Le coefficient de corrélation est trouvé égal à 3. À partir de cette régression linéaire, la vitesse de carbonatation naturelle peut être estimée à partir d'une vitesse déterminée avec l'essai accéléré.

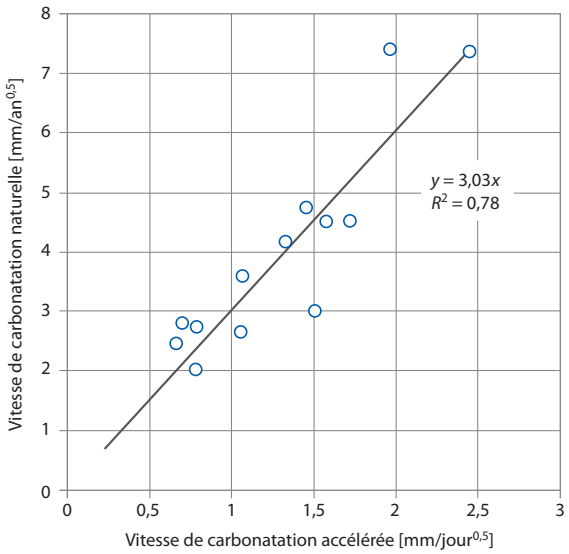


Figure 3.79 – Vitesse de carbonatation naturelle en fonction de la vitesse de carbonatation accélérée – cure humide.

Si la seule différence entre carbonatation naturelle et carbonatation accélérée est la concentration ambiante en CO_2, la vitesse de carbonatation naturelle exprimée en mm/an^{0,5} peut être calculée à partir de la vitesse accélérée en mm/jour^{0,5} en utilisant la relation suivante :

$$v_{nat} = \sqrt{365}\sqrt{\frac{C_{nat}}{C_{acc}}}\,v_{acc} \qquad \text{[Équ. 3.9]}$$

où C_{nat} est la concentration en CO_2 dans la pièce et C_{acc} est la concentration dans l'enceinte de carbonatation accélérée (3 %).

Le rapport théorique entre v_{acc} et v_{nat} est égal à environ 2,5 si C_{nat} est prise égale à 0,05 % (concentration à l'intérieur d'un bâtiment généralement supérieure à la concentration extérieure de 0,045 %). Le ratio obtenu de 2,5 est plutôt proche du coefficient de corrélation d'environ 3 trouvé avec les données de projet PerfDuB.

En fait, la concentration en CO_2 n'est pas la seule différence entre les deux méthodes de carbonatation. L'état hydrique initial, par exemple, n'est pas le même puisque les éprouvettes sont séchées à l'étuve avant la carbonatation accélérée alors que séchage et carbonatation sont des phénomènes concomitants en conditions d'essai naturel.

De plus, pendant la carbonatation, l'humidité relative (HR) est de 65 % pour l'essai accéléré alors que l'humidité ambiante est d'environ 50 % pour les conditions naturelles. Nous pouvons donc supposer que la vitesse v_{nat} calculée avec la vitesse v_{acc} grâce à l'équation [3.9] est une vitesse dans une ambiance à 65 % HR. Un modèle empirique pour évaluer l'influence de l'humidité relative sur la vitesse de carbonatation a été proposé lors du projet ANR MODEVIE (Figure 3.80). Selon ce modèle, le rapport entre la vitesse à 50 % HR et la vitesse à 65 % HR est égal à 1,1. Le rapport théorique de 2,5 de l'équation 3.8 doit donc être multiplié par 1,1, ce qui le rapproche du coefficient expérimental de 3,0.

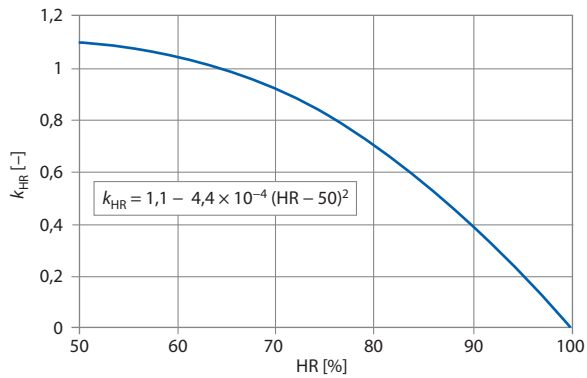


Figure 3.80 – Relation empirique issue du projet ANR MODEVIE modélisant l'influence de l'humidité relative sur la vitesse de carbonatation (la vitesse de référence telle que k_{HR} = 1 correspond à celle pour une humidité relative ambiante de 65 %).

Il est à noter que, dans la norme suisse SIA 262-1, un coefficient égal à 2,6 est proposé pour convertir la vitesse de carbonatation accélérée en vitesse de carbonatation naturelle. L'essai accéléré suisse est réalisé avec une concentration en CO_2 de 4 % après séchage des éprouvettes en conditions ambiantes de l'âge de 3 jours à 28 jours. Selon l'équation [3.9], le coefficient devrait être d'environ 2.

7.6. Vitesse de carbonatation et approche prescriptive

7.6.1. Fascicule n°65 du CCTG (cahier de clauses techniques générales des marchés publics) – durée de service de 100 ans

Le fascicule 65 précise les valeurs maximales de deux indicateurs de durabilité, à savoir la porosité et la perméabilité aux gaz (k_{sec}), pour les classes d'exposition XC liées au risque de corrosion par carbonatation. Les valeurs maximales du tableau 8.D sont les suivantes :

- classes XC1 et XC2 : porosité = 15,5 % ;
- classe XC3 : porosité = 15 % et $k_{sec} = 200 \times 10^{-18}$ m^2 ;
- classe XC4 : porosité = 14,5 % et $k_{sec} = 200 \times 10^{-18}$ m^2.

Sur la Figure 3.81, la porosité des bétons conservés 90 jours en cure humide est tracée en fonction de la perméabilité k_{sec}. Quatre groupes de vitesse de carbonatation accélérée en mm/jour^{0,5} sont distingués : [0 ; 0,5[, [0,5 ; 1[, [1 ; 1,5[, [1,5 ; ∞[. Sur cette même figure, les bétons non conformes aux prescriptions du fascicule 65 concernant la composition (tableau 8.B) sont mis en évidence par des croix.

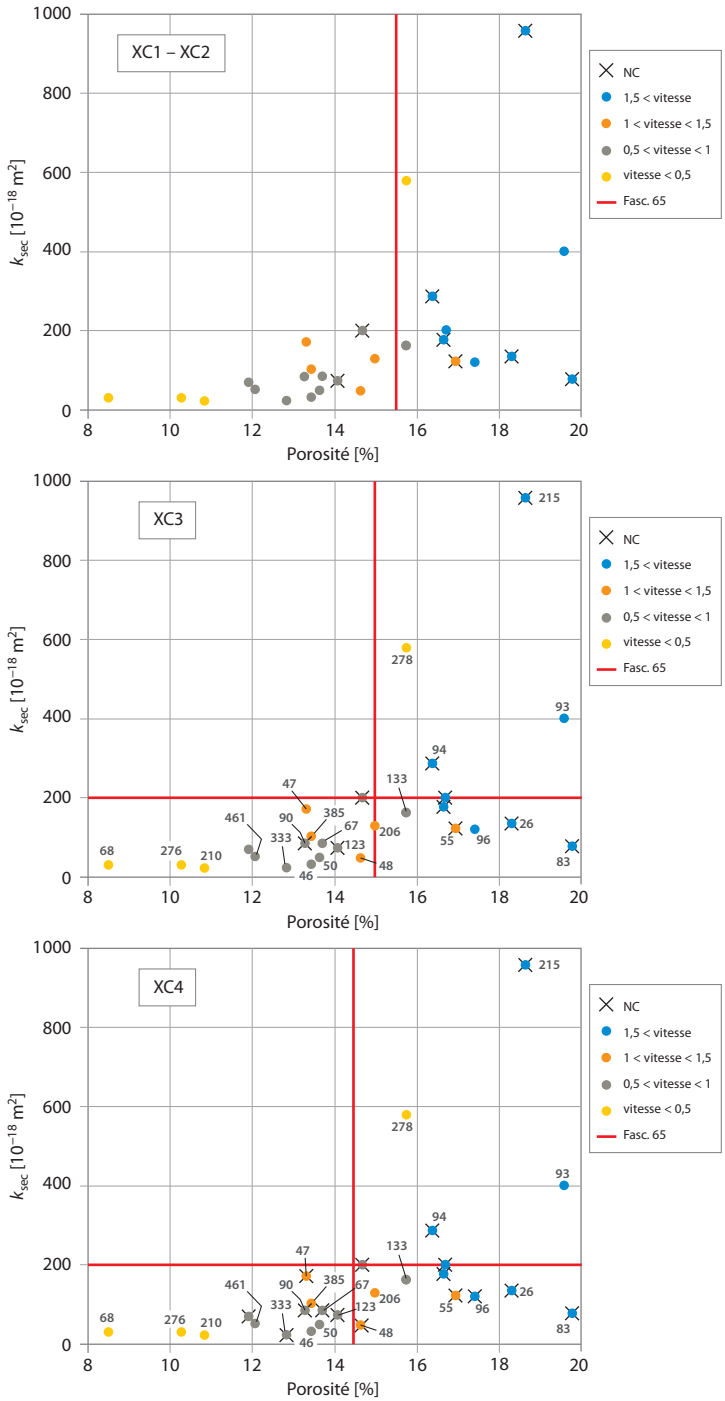


Figure 3.81 – Perméabilité aux gaz (k_{sec}) en fonction de la porosité pour 4 plages de vitesse de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}].
Les croix « NC » marquent les bétons non conformes aux exigences du fascicule 65 (tableau 8.B).
Les lignes rouges indiquent les valeurs limites de porosité et k_{sec} spécifiées dans le fascicule 65.
Les étiquettes donnent les valeurs des résistivités électriques en Ω·m (obtenues à l'âge de 90 jours).

Quelle que soit la classe d'exposition, les bétons dont la vitesse de carbonatation est supérieure à 1,5 mm/jour^{0,5} ne répondent pas aux spécifications du fascicule 65 sur les indicateurs de durabilité. Pour une durée de vie de 100 ans, 1,5 mm/jour^{0,5} apparaît donc comme le seuil à ne pas dépasser.

Pour les classes d'exposition XC3 et XC4, un béton de porosité inférieure à la limite spécifiée dans le fascicule 65 a également une perméabilité aux gaz inférieure à la valeur spécifiée (200×10^{-18} m^2). La plupart de ces bétons ont même une perméabilité inférieure à 100×10^{-18} m^2. Pour les bétons du projet PerfDuB, l'utilisation de la limite maximale sur k_{sec} du fascicule 65 n'apporte rien par rapport à la limite sur la porosité.

Au contraire, certains bétons dont la composition n'est pas conforme au tableau 8.B ont une porosité et une perméabilité inférieures aux valeurs spécifiées (principalement des bétons de vitesse comprise entre 0,5 et 1 mm/jour^{0,5}) :

- pour XC3-XC4 : bétons n°3, 12 et 18 ;
- pour XC4 : bétons n°16 et 21.

Pour de tels bétons, à forte teneur en ajouts minéraux, l'approche performantielle est donc tout à fait pertinente.

7.6.2. NF EN 206/CN (durée de service de 50 ans)

La norme NF EN 206/CN spécifie des valeurs limites concernant les paramètres de composition et la résistance à la compression pour les classes d'exposition XC. La Figure 3.82 donne la vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la résistance moyenne à l'âge de 28 jours. Les plages de f_{cm28j} utilisées ici correspondent aux classes de résistance requises pour chaque classe d'exposition plus deux classes de résistance, c'est-à-dire :

- classes XC1 et XC2 : C20/25, C25/30 et C30/37 ;
- classes XC3 et XC4 : C25/30, C30/37 et C35/45.

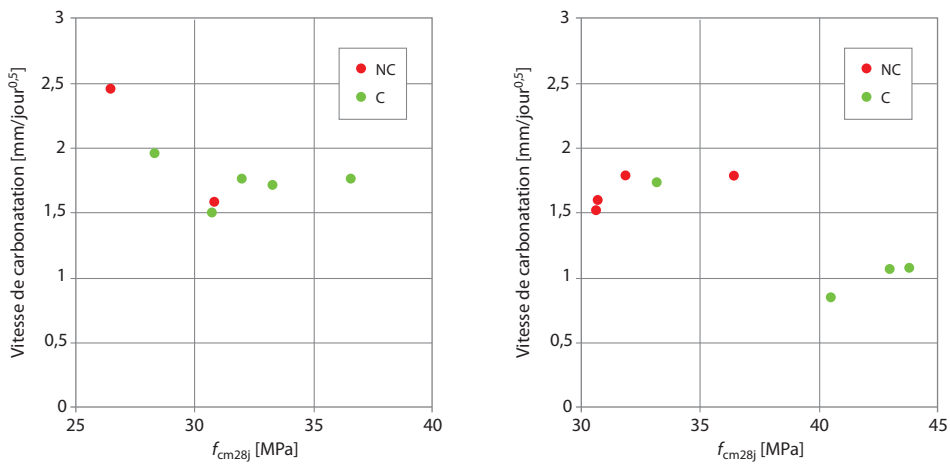


Figure 3.82 – Vitesse de carbonatation accélérée en fonction de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours pour les bétons conformes (C) ou non (NC) aux spécifications des classes d'exposition XC1/XC2 (gauche) et des classes XC3/XC4 (droite) de la norme EN 206 – cure humide.

Dans le cas des classes XC1 et XC2, les bétons conformes aux prescriptions de la norme ont une vitesse de carbonatation inférieure à 2 mm/jour^{0,5}. Dans le cas des classes XC3 et XC4, la vitesse de carbonatation des bétons conformes est inférieure ou égale à 1,7 mm/jour^{0,5}.

7.7. Conclusions et propositions

Cette section a été consacrée aux performances de 42 bétons vis-à-vis du risque de corrosion due à la carbonatation. Toutes les analyses ont été réalisées à partir de la base de données de profondeurs de carbonatation déterminées pour chacun des bétons lors de la campagne expérimentale du projet national PerfDuB.

L'indicateur de durabilité résultant de l'essai accéléré est **la vitesse de carbonatation exprimée en mm/jour^{0,5}**. Suite à la comparaison de différentes méthodes de détermination de cette vitesse, **notre choix s'est porté sur la méthode de la norme EN 12390**. La vitesse est déterminée par régression linéaire effectuée sur quatre profondeurs de carbonatation moyenne issues de l'essai accéléré. **De plus, deux critères portant sur le coefficient de détermination R^2 de la régression linéaire et fonction du niveau de vitesse ont été proposés pour valider ou non la vitesse de carbonatation calculée.**

Pour chaque béton, la vitesse de carbonatation a été déterminée pour les deux conditions de cure, c'est-à-dire la cure sèche et la cure humide. **Cet indicateur de performance a été comparé à différents paramètres : paramètres de composition du béton et propriétés.** Pour faciliter l'analyse des données, trois groupes de bétons ont été définis en fonction de la teneur en clinker du liant : le groupe 1 pour une teneur en clinker supérieure à 78 %, le groupe 2 pour une teneur entre 60 et 70 %, et le groupe 3 pour une teneur inférieure à 60 %.

Les principales conclusions de l'étude des corrélations entre vitesse de carbonatation accélérée et autres paramètres sont les suivantes :

- La meilleure corrélation entre la vitesse et les paramètres de composition a été obtenue pour le rapport entre la teneur en eau efficace et la teneur en CaO du béton (E_{eff}/CaO). Cette approche trouve néanmoins ses limites dans le fait que la teneur en CaO n'est pas totalement représentative de la teneur en éléments carbonatables du béton.
- La vitesse de carbonatation est assez bien corrélée à la résistance à la compression. Les corrélations entre vitesse et résistance sont même meilleures pour un groupe donné de bétons d'une plage de teneurs en clinker restreinte.
- La corrélation entre la vitesse et la porosité est plus faible que celle obtenue pour la résistance. Lorsque la porosité est rapportée à la teneur en CaO, la corrélation est meilleure.
- La vitesse de carbonatation accélérée a été comparée au rapport d'une propriété de transfert et de la teneur en CaO. Cette approche s'appuie sur la relation classique déduite de la 1re loi de Fick liant la vitesse de carbonatation et le rapport du coefficient de diffusion du CO_2 gazeux et de la teneur en éléments carbonatables. La propriété de transfert utilisée dans notre étude est le coefficient de diffusion des ions chlorure déterminé par essai de migration, grandeur disponible pour chacun des bétons de la base de données. De manière générale, aucune corrélation entre ce rapport et la vitesse de carbonatation n'a pu être mise en évidence. Cependant, pour une famille de bétons groupés selon la teneur en clinker et la nature du liant, la corrélation peut être bonne, voire très bonne. D'après la littérature, cela pourrait s'expliquer par le fait que le coefficient de diffusion d'un béton à faible teneur en clinker (tel qu'un béton au laitier) est impacté par la carbonatation à cause de la micro-

fissuration qu'elle provoque. Ainsi, il serait plus pertinent de rechercher des corrélations en utilisant les propriétés de transfert déterminées sur des éprouvettes en béton après carbonatation.

Une relation entre la vitesse de carbonatation naturelle et la vitesse de carbonatation accélérée a été proposée. L'essai de carbonatation accélérée peut ainsi fournir un paramètre d'entrée de modèles de prédiction de la carbonatation naturelle.

8. Migration des ions chlorure

8.1. Mode opératoire

Le mode opératoire utilisé pour la mesure du coefficient de migration des ions chlorure est celui du Projet National PerfDuB (V2).

Il a depuis été publié en tant que norme française XP P18-462.

8.2. Cartographie

Les données issues des 42 bétons testés sont résumées dans le Tableau 3.18.

Tableau 3.18 – Synthèse des résultats expérimentaux des coefficients de migration des ions chlorure et des résistivités pour trois échéances de maturation.

N° du béton	Classe d'exposition		D_{rcm} [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]			ρ [Ω·m]		
	NF EN 206/CN	Fascicule 65	28 j	90 j	365 j	28 j	90 j	365 j
1	XD1	–	35,6	26,0	–	53	55	–
2	XD1	–	28,0	12,5	–	–	96	–
3	XD1	–	–	15,3	–	–	90	–
5	–	–	9,7	3,6	–	129	215	–
6	XD1	–	45,3	26,5	–	33	42	–
7	XD1	–	50,8	41,2	–	29	45	–
8	–	–	26,6	22,8	–	57	83	–
9	–	–	8,7	4,8	–	123	94	–
10	–	–	48,4	34,5	–	40	26	–
11	XS1, XD2	–	21,3	20,7	17,7	40	48	71
14	XS2, XD2	–	32,5	14,7	–	–	–	–
15	XS2, XD2	XS2, XD2	16,7	15,0	13,7	45	50	61
16	XS2, XD2	XS2, XD2	9,6	8,5	6,1	54	67	105
17	XS3, XD3	XS2, XD2	4,5	1,7	2,8	134	206	335
18	–	–	8,1	2,3	0,6	77	123	367
19	XS2, XD2	XS2, XD2	9,8	8,6	–	53	46	–

N° du béton	Classe d'exposition		D_{rcm} [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]			ρ [Ω·m]		
	NF EN 206/CN	Fascicule 65	28 j	90 j	365 j	28 j	90 j	365 j
20	XS2, XD2	XS2, XD2	23,4	24,6	20,7	26	32	36
21	XD1	–	–	–	–	–	–	–
22	XS1, XD3	XS1, XD2	17,3	14,3	13,3	48	46	63
23	XS3, XD3	XS2, XD2	14,7	10,7	7,9	43	67	116
24	XS2, XD2	XS2, XD2	15,5	15,3	14,1	57	47	60
25	XS3, XD3, XF2	XS2, XD2	14,3	12,0	–	54	63	–
26	XS3, XD3, XF4	XS3, XD3, XF4	17,9	8,6	–	59	83	–
27	–	–	0,5	–	–	352		–
28	XS3, XD3	XS3, XD3	14,5	11,3	–	57	68	–
31	XS3, XD3	XS3, XD3	1,2	1,5	–	347	461	–
32	XD1	–	0,4	–	–	315	-	–
34	XS3, XD3	XS3, XD3	2,0	1,0	–	276	385	–
35	XS3, XD3	XS3, XD3	4,2	1,6	–	139	249	–
36	XS3, XD3	XS3, XD3	21,9	11,5	–	47	93	–
37	XS3, XD3	XS3, XD3	4,5	1,1	–	190	333	–
38	XS1, XD3	XS1, XD3	0,9	0,3	–	302	276	–
39	XS1, XD3	XS1, XD2	2,4	2,2	–	217	278	–
39b	XS1, XD3	XS1, XD3	5,0	3,8	–	111	133	–
40	–	–	35,8	24,2	–	29	-	–
41	XS3, XD3, XF2	XS3, XD3, XF2	1,1	1,1	–	217	210	–

Les valeurs des coefficients de migration des ions chlorure sont présentées pour trois échéances de maturation en fonction du rapport eau efficace/liant (Figure 3.83) et de la résistivité (Figure 3.84).

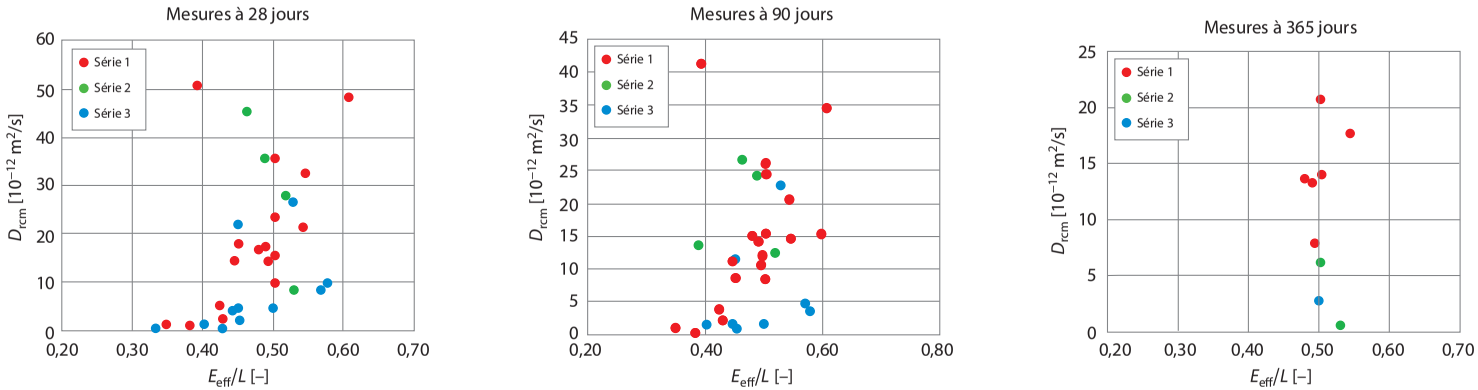


Figure 3.83 – Valeurs des coefficients de migration des ions chlorure (D_{rcm}) exprimées en fonction du ratio eau efficace/liant ; mesures à 28, 90 et 365 jours.

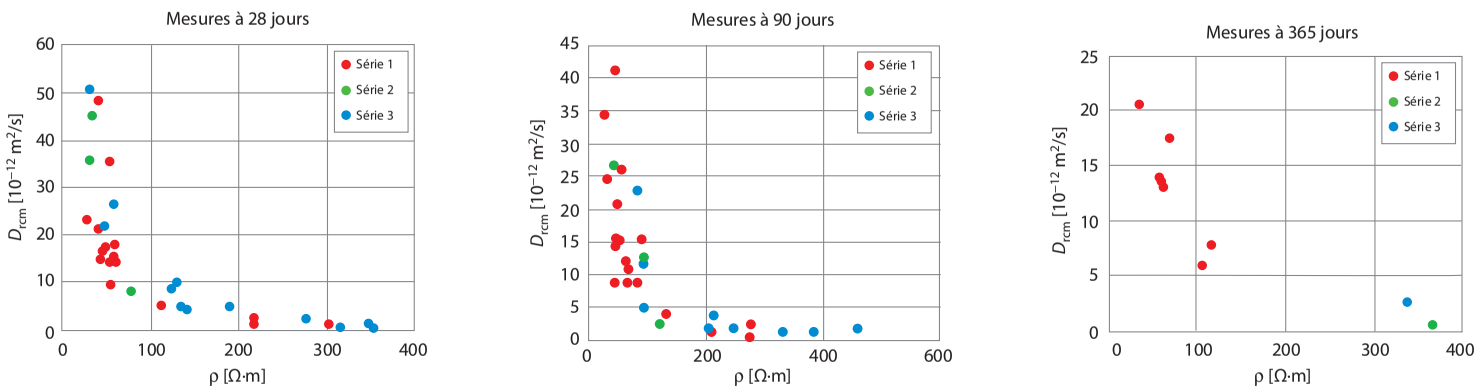


Figure 3.84 – Valeurs des coefficients de migration des ions chlorure (D_{rcm}) exprimées en fonction de la résistivité ; mesures à 28, 90 et 365 jours.

8.3. Facteur de vieillissement

L'évolution temporelle de la valeur du coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) est supposée suivre une loi de puissance en $t^{-\alpha}$, où α représente le « facteur de vieillissement ». La valeur de α peut être calculée en utilisant une régression linéaire sur un graphique logarithmique (Figure 3.85).

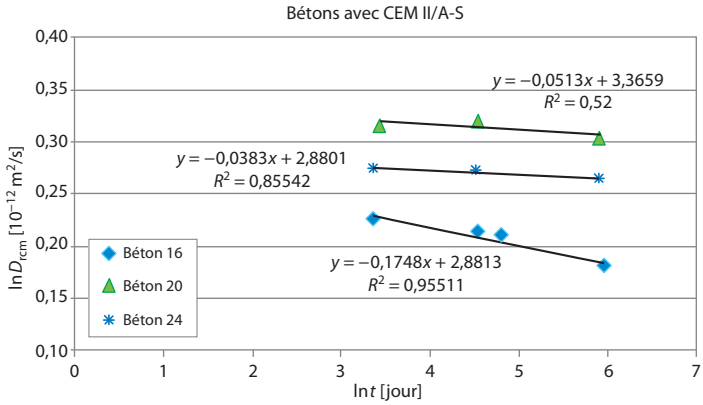


Figure 3.85 – Exemples de détermination du facteur de vieillissement.
α = 0,17 pour le béton 16 ; 0,05 pour le béton 20 et 0,04 pour le béton 24.

L'incertitude associée à α est obtenue comme suit :

avec $X = \ln t$; X' = valeur moyenne de X ; $Y = \ln D_{rcm}$; $Y = \alpha X + b$; Y' = valeur moyenne de Y ; d : dérivée

$$\alpha = [\sum(X - X')(Y - Y')] / [\sum(X - X')^2]$$

$$\Rightarrow \ln \alpha = \ln[\sum|X - X'||Y - Y'|] - \ln[\sum(X - X')^2]$$

$$\Rightarrow d\alpha/\alpha = d[\sum|X - X'||Y - Y'|] / [\sum|X - X'||Y - Y'|] - d[\sum(X - X')^2] / [\sum(X - X')^2]$$

$$\Rightarrow d\alpha/\alpha = [\sum(|X - X'|d|Y - Y'| + d|X - X'||Y - Y'|)] / [\sum|X - X'||Y - Y'|] - [2\sum d(X - X')] / [\sum(X - X')^2]$$

$$\Rightarrow d\alpha/\alpha = [\sum(|X - X'|dY + |Y - Y'|dX)] / [\sum|X - X'||Y - Y'|] - [2\sum dX] / [\sum(X - X')^2]$$

avec $dX = 0$: $d\alpha/\alpha = [\sum|X - X'|dY] / [\sum|X - X'||Y - Y'|]$

soit $d\alpha = \alpha\, dY\, [\sum|X - X'|] / [\sum|X - X'||Y - Y'|]$

Les calculs sont effectués avec $dY = dD_{rcm}/D_{rcm} = (25\,\% \; D_{rcm})/D_{rcm} = 0{,}25$.

Les mesures obtenues pour les 42 bétons étudiés sont résumées dans le Tableau 3.19.

Les valeurs d'incertitudes obtenues par cette méthode sont trop élevées. L'approche n'est pas concluante.

Tableau 3.19 – Calculs des facteurs de vieillissement associés aux coefficients de migration des ions chlorure (D_{rcm}).

Béton	Classe d'exposition		Nomenclature	D_{rcm} [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]		
	NF EN 206/CN	fasc. 65		Facteur de vieillissement α	Nb de valeurs	Incertitude
1	XD1	–	1_CEM I_ 0,5_43	0,34	2	0,54
2	XD1	–	2_CEM I_V30_0,52_33	0,95	2	0,59
5	–	–	5_CEM I_S60_0,58_26	1,11	2	0,56
6	XD1	–	6_CEM I_L30_0,46_34	0,61	2	0,57
7	XD1	–	7_CEM I_L41_0,39_42	0,18	2	0,43
8	–	–	8_CEM II/A-LL_V30_0,53_31	0,32	2	1,04
9	–	–	9_CEM II/A-LL_S45_0,57_31	0,66	2	0,55
10	–	–	10_CEM II/A-LL_0,61_32	0,36	2	0,53
11	XS1, XD2	–	11_CEM II/A-LL_0,54_50	0,08	3	0,22
14	XS2, XD2	–	14_CEM I_0,55_38	0,68	2	0,43
15	XS2, XD2	XS2, XD2	15_CEM I_0,48_58	0,07	3	0,18
16	XS2, XD2	XS2, XD2	16_CEM II/A-S_0,5_51	0,17	3	0,19
17	XS3, XD3	XS2, XD2	17_CEM III/A_0,5_47	0,12	3	0,12
18	–	–	18_CEM I_V37_0,53_56	1,05	3	0,21
19	XS2, XD2	XS2, XD2	19_CEM II/A-S_0,5_60	0,11	2	0,42
20	XS2, XD2	XS2, XD2	20_CEM II/A-S_0,5_59	0,05	3	0,20
22	XS1, XD3	XS1, XD2	22_CEM II/A-LL_0,49_53	0,10	3	0,20
23	XS3, XD3	XS2, XD2	23_CEM II/A-S_0,49_46	0,26	3	0,22
24	XS2, XD2	XS2, XD2	24_CEM II/A-S_0,5_44	0,04	3	0,21
25	XS3, XD3, XF2	XS2, XD2	25_CEM I_0,5_39	0,13	2	0,37
26	XS3, XD3, XF4	XS3, XD3, XF4	26_CEM I_0,45_39	0,63	2	0,43
27	–	–	27_CEM I_S50_0,43_68	–	–	–
28	XS3, XD3	XS3, XD3	28_CEM I_0,45_NM	0,20	2	0,40
34	XS3, XD3	XS3, XD3	34_CEM III/A_0,45_59	0,56	2	0,40
35	XS3, XD3	XS3, XD3	35_CEM V/A (S-V)_0,45_66	0,75	2	0,39
36	XS3, XD3	XS3, XD3	36_CEM V/A (S-V)_0,45_49	0,56	2	0,43
37	XS3, XD3	XS3, XD3	37_CEM V/A (S-V)_0,45_56	1,28	2	0,45
38	XS1, XD3	XS1, XD3	38_CEM I_D8_0,38_94	1,17	2	0,53
39	XS1, XD3	XS1, XD2	39_CEM I_M20_0,43_62	0,07	2	0,40
39b	XS1, XD3	XS1, XD3	39b_CEM I_M20_0,42_66	0,24	2	0,44
40	–	–	40_CEM I_Qz30_0,49_28	0,38	2	0,49
41	XS3, XD3, XF2	XS3, XD3, XF2	41_CEM I_M20_0,35_93	–	–	–

L'évolution temporelle de la résistivité entre 28 et 90 jours pour la résistivité est exprimée en fonction de l'évolution temporelle du coefficient de migration des ions chlorure (Figure 3.86). Le graphique ainsi obtenu ne permet pas d'identifier une relation claire entre ces deux évolutions temporelles.

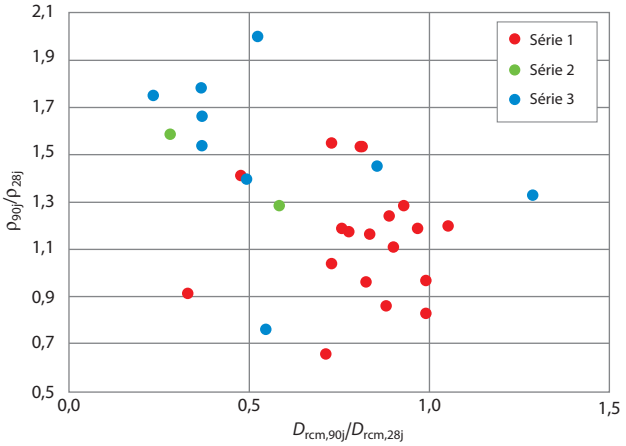


Figure 3.86 – Ratio de variation temporelle de la résistivité exprimé en fonction du ratio de variation temporelle du coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}).

8.4. Positionnement des valeurs de coefficient de migration des ions chlorure dans le cadre de l'approche prescriptive

Les valeurs du coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm} à 90 jours sont présentées pour chaque béton en fonction du ratio eau efficace/liant dans les Figures 3.87 à 3.94. Pour chaque classe d'exposition associée à la présence de chlorures, des symboles particuliers sont employés pour identifier si la formule satisfait aux exigences du fascicule 65 (cercle plein), de la NF EN 206/CN (cercle vide) ou à aucun de ces deux textes (carré vide). Une ligne rouge est ajoutée pour indiquer le seuil spécifié par le fascicule 65 pour la mesure du coefficient de migration des ions chlorure.

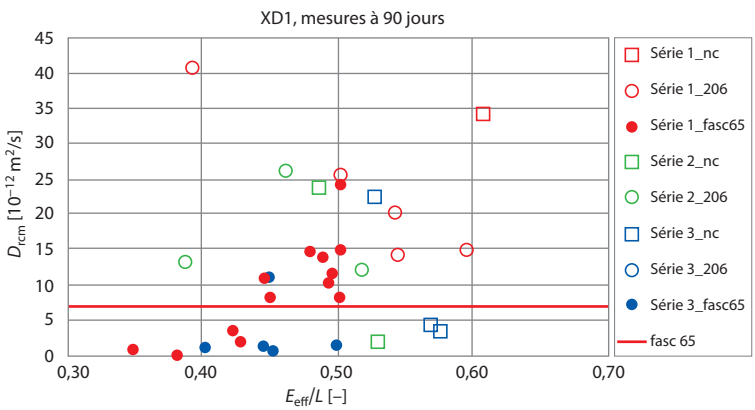


Figure 3.87 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XD1), 90 jours.

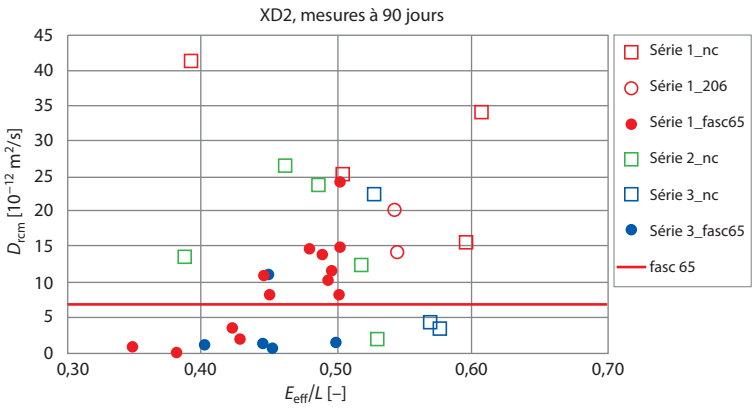


Figure 3.88 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XD2), 90 jours.

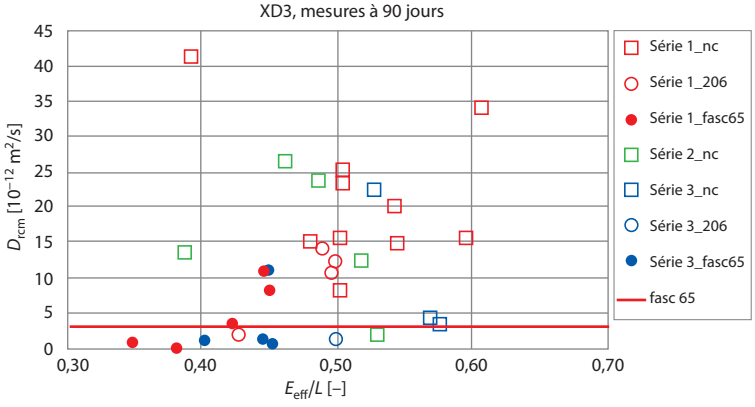


Figure 3.89 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XD3), 90 jours.

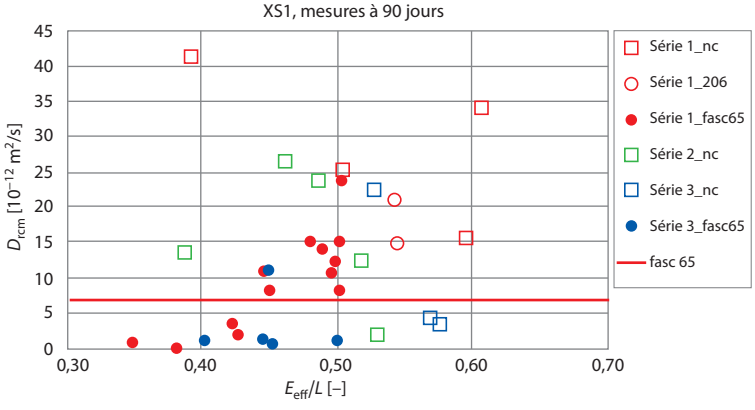


Figure 3.90 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XS1), 90 jours.

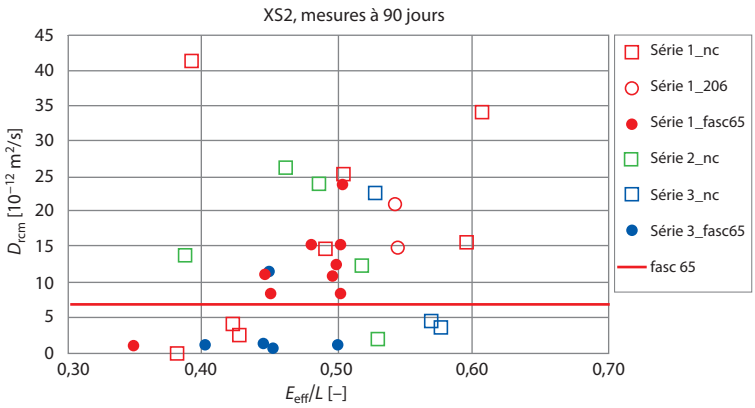


Figure 3.91 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XS2), 90 jours.

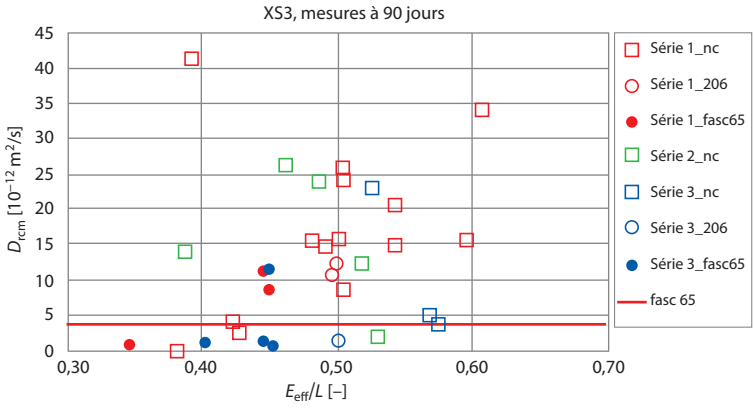


Figure 3.92 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XS3), 90 jours.

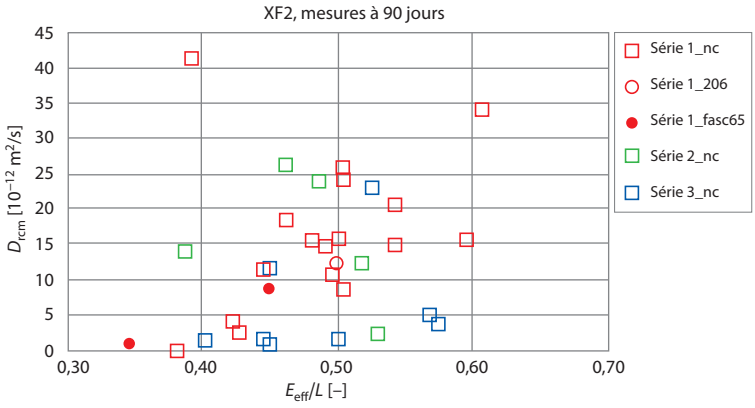


Figure 3.93 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XF2), 90 jours.

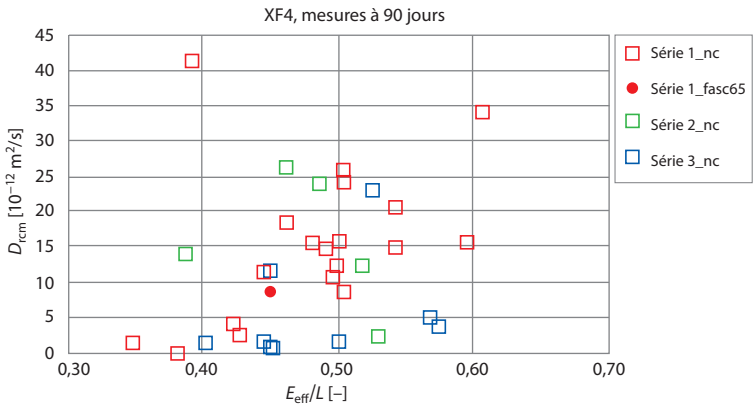


Figure 3.94 – Coefficient de migration des ions chlorure en fonction du rapport eau efficace sur liant (XF4), 90 jours.

Des spécifications sont identifiées pour chaque classe d'exposition des bétons dont la composition satisfait aux exigences de la norme EN 206 ou du fascicule 65. Afin d'éviter de prendre en considération des bétons trop performants, les classes de résistance des bétons testés prises en considération sont limitées à :

- 2 classes au-dessus de la classe de résistance minimale spécifiée par la norme EN 206 pour une durée d'utilisation de projet (DUP) de 50 ans ;
- 3 classes au-dessus de la classe de résistance minimale spécifiée par le fascicule 65 pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Les valeurs des coefficients de migration des ions chlorure (D_{rcm}) qui sont cohérentes avec 90 % de ces bétons sont alors calculées et présentées dans le Tableau 3.20 (voir section 10 pour le détail des calculs).

Tableau 3.20 – Critères pour une qualification performantielle, avec une valeur caractéristique à 90 %, issus de la base de données.

Classe d'exposition	$D_{rcm,90j}$ [10^{-12} $m^2 \cdot s^{-1}$]	
	DUP 50 ans	DUP 100 ans
XS1	33	18
XS2	33	18
XS3	17	10
XD1	46	18
XD2	33	18
XD3	17	10

Ces valeurs sont très supérieures à celles habituellement prises en considération.

8.5. Relation entre les valeurs de coefficient de migration des ions chlorure et la résistivité électrique

Les corrélations entre D_{rcm} et résistivité sont présentées sur les Figures 3.95 à 3.97.

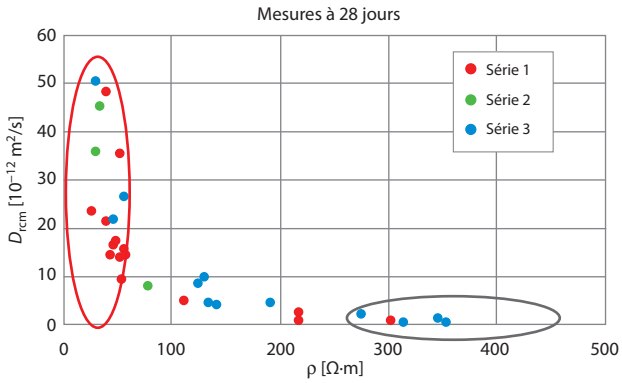


Figure 3.95 – Relation entre D_{rcm} et résistivité, 28 jours.

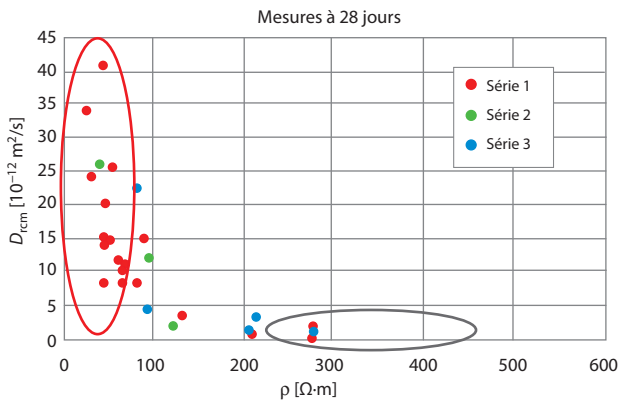


Figure 3.96 – Relation entre D_{rcm} et résistivité, 90 jours.

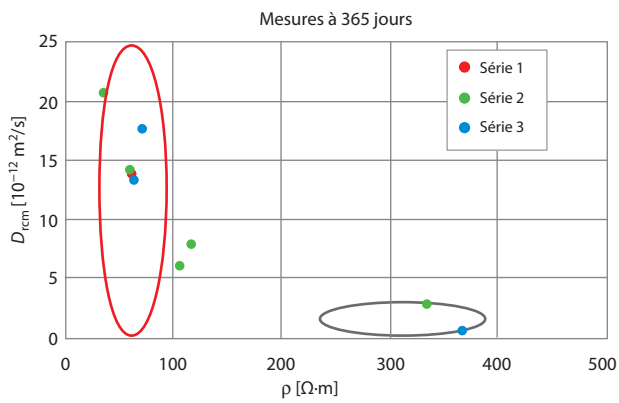


Figure 3.97 – Relation entre D_{rcm} et résistivité, 365 jours.

Trois zones peuvent être mises en évidence :

- zone rouge ($\rho < 60$ Ω·m) : faible intérêt (valeurs non discriminantes) ;
- zone intermédiaire : zone pour laquelle l'utilisation d'une relation bijective entre ρ et D_{rcm} est utile ;
- zone noire : si $\rho \geq 250$ Ω·m, alors $D_{rcm} \leq 2 \times 10^{-12}$ m²/s.

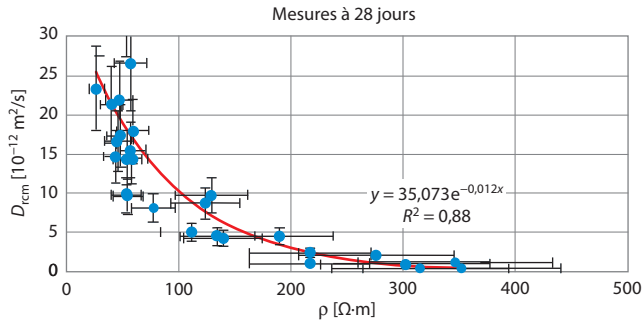


Figure 3.98 – Relation entre D_{rcm} et résistivité, mesures à 28 jours.

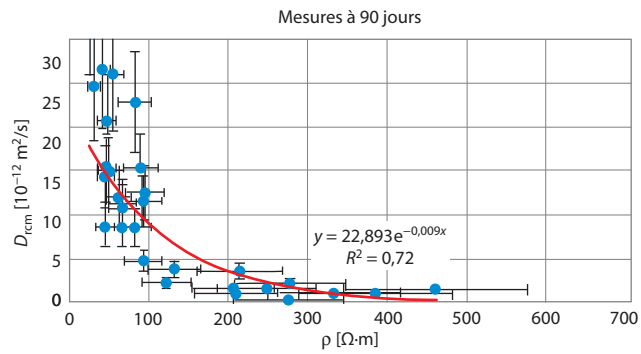


Figure 3.99 – Relation entre D_{rcm} et résistivité, mesures à 90 jours.

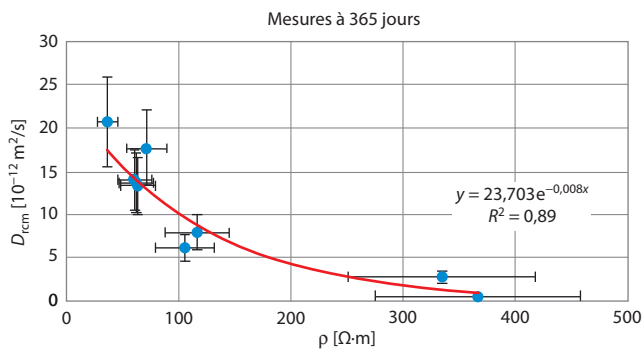


Figure 3.100 – Relation entre D_{rcm} et résistivité, mesures à 365 jours.

8.6. Conclusions et propositions

Les valeurs de coefficient de migration des ions chlorure ont été obtenues pour une large gamme de bétons.

Les tentatives d'obtention de spécifications pour cette grandeur à partir de la base de données ont échoué. Leur prise en compte pourrait ainsi constituer un risque dans la mesure où elles ne paraissent pas sécuritaires. Du point de vue du coefficient de migration des ions chlorure, une méthode basée sur la modélisation ou les retours d'expériences sur structures anciennes pourrait être plus pertinente.

L'expression du coefficient de migration des ions chlorure en fonction de la résistivité montre que :

- si 60 Ω·m ≤ ρ < 250 Ω·m, une relation bijective utile peut être obtenue entre ρ et D_{rcm} ;
- si ρ ≥ 250 Ω·m, alors $D_{rcm} \leq 2\times10^{-12}$ m^2/s.

9. Étude de la variabilité

9.1. Introduction

Les travaux confiés au GT3B PerfDuB « Étude de la variabilité des indicateurs de durabilité » ont été divisés en trois parties :

- une étude paramétrique, réalisée en laboratoire (variation des paramètres de composition) ;
- une étude de variabilité temporelle sur 1 an de production en centrale à béton (variation des paramètres des matériaux et des conditions extérieures) ;
- une étude de variabilité *in situ* (variabilité spatiale + étude de l'influence de la cure) sur maquette spécifique (variation des paramètres de cure et de position sur le voile d'essai).

Pour le projet PerfDuB, cette approche concerne deux formules de béton développées pour la construction du viaduc du Littoral à La Réunion et une formule de Béton Prêt à l'Emploi (une composition typique utilisée en France pour le bâtiment – centrale de réseau dans le département du Doubs).

Afin de compléter ce périmètre, les résultats obtenus lors du projet APPLET ont été inclus (deux bétons).

Le Tableau 3.21 résume les principales caractéristiques des 5 bétons de l'étude de variabilité.

Tableau 3.21 – Principales caractéristiques des 5 bétons.

Projet	Classe de R_c	Classe d'exposition	Nature du liant	Centrale	Études
Viaduc du Littoral La Réunion Semelles PerfDuB	C40/50	XS2	CEM III/A 42,5 N CE PM-ES NF	Chantier	- Étude paramétrique - Variabilité temporelle - Variabilité *in situ*
Viaduc du Littoral La Réunion Voussoirs PerfDuB	C45/55	XS3	CEM II/A-P 42,5 N CE PM NF + fumée de silice	Chantier	- Étude paramétrique - Variabilité temporelle - Variabilité *in situ*
Béton prêt à l'emploi PerfDuB	C30/37	XF1	CEM II/A-L 42,5R CE CP2 NF	Réseau	- Étude paramétrique - Variabilité temporelle - Variabilité *in situ*
A86 APPLET	C50/60		CEM I + cendres volantes	Chantier	- Variabilité temporelle
Viaduc de Compiègne APPLET	C35/45		CEM III/A	Réseau	- Variabilité temporelle

9.2. Étude paramétrique en laboratoire

L'objectif de l'étude paramétrique est d'analyser la variabilité des propriétés du béton sur des gâchées réalisées dans des conditions de laboratoire. Ces gâchées sont :

- trois nominales ;
- deux dérivées en eau (± 10 l/m^3) ;
- deux dérivées en sable (± 10 % sur le rapport $S/(S+G)$; S étant le poids du sable et G celui des gravillons).

Pour chaque gâchée, les propriétés suivantes ont été mesurées : consistance, températures du béton et de l'air, résistance à la compression, porosité à l'eau, perméabilité aux gaz, coefficient de migration des chlorures et résistivité électrique.

Pour chaque paramètre de durabilité, les résultats ont été présentés selon les types de graphiques suivants. Les barres d'erreur correspondent à la valeur issue du calcul : (valeur maximale obtenue pour les nominales – valeur minimale obtenue pour les nominales) divisée par 2.

Dans cette partie, seuls les résultats de la porosité à l'eau sont présentés. Les autres caractéristiques sont compilées dans l'annexe B.

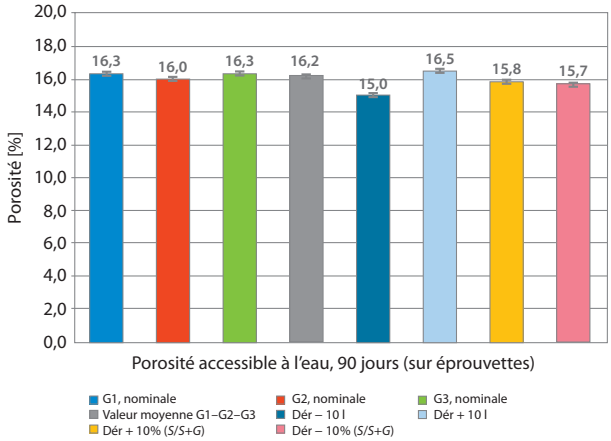


Figure 3.101 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi (étude paramétrique laboratoire).

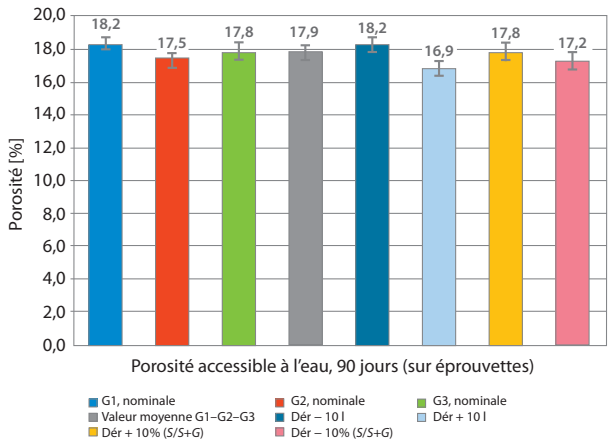


Figure 3.102 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion (étude paramétrique laboratoire).

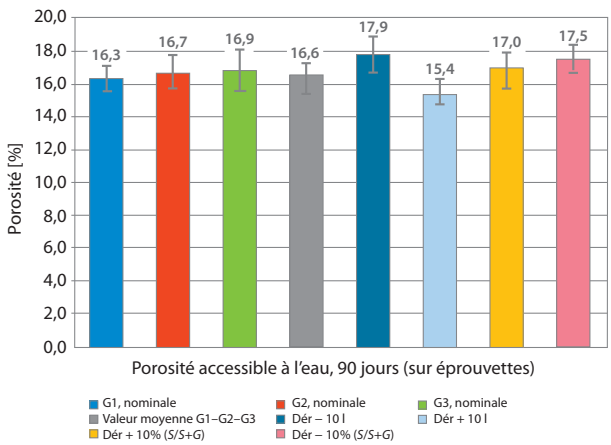


Figure 3.103 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion (étude paramétrique laboratoire).

À partir de tous les résultats obtenus pour les indicateurs de durabilité au cours de l'étude paramétrique en laboratoire, une méthodologie pour la variabilité des propriétés de durabilité est proposée au paragraphe 9.4.

9.3. Étude de variabilité temporelle

L'objectif de cette étude de variabilité temporelle est de mesurer plusieurs paramètres dont les propriétés à l'état frais, la résistance à la compression et les indicateurs de durabilité de formules de béton utilisées lors de la réalisation d'un projet ou des formules produites tout au long d'une année dans une centrale à béton prêt à l'emploi. L'étude de variabilité temporelle effectuée dans le cadre de PerfDuB concerne l'analyse d'au moins 15 prélèvements sur une durée de un an.

Tableau 3.22 – Nombre de prélèvements pour chaque formule.

Projet	Nombre de prélèvements sur un an
Viaduc du Littoral La Réunion Semelles PerfDuB	16 (17 avec celui du jour du bétonnage du voile d'essai)
Viaduc du Littoral La Réunion Voussoirs PerfDuB	34 (35 avec celui du jour du bétonnage du voile d'essai)
Béton prêt à l'emploi PerfDuB	14 (15 avec celui du jour du bétonnage du voile d'essai)
A86 APPLET	40
Viaduc de Compiègne APPLET	20

Pour chaque projet, un rapport spécifique détaille le programme d'essais, résume et fournit une synthèse des résultats obtenus.

Pour l'étude de variabilité temporelle et pour chaque indicateur de durabilité, les données suivantes ont été compilées :

- nombre de résultats ;
- valeur minimale ;
- valeur maximale ;
- moyenne ;
- écart-type ;
- coefficient de variation.

Une méthodologie pour traiter les variations associées à la variabilité temporelle et la façon de les estimer est présentée dans le paragraphe suivant.

9.4. Proposition/méthodologie pour déterminer la variabilité des propriétés de durabilité

La définition du critère d'acceptation d'un indicateur de durabilité est dérivée de celle de l'esprit de la norme EN 206 pour la résistance mécanique sur la base d'une distribution statistique normale des résultats (moyenne, écart-type/coefficient de variation, minimum/maximum).

Selon la définition des ERC (*Exposure Resistance Classes*) de l'Eurocode 2 actuellement en cours de révision, les limites spécifiées sont données en termes de valeurs caractéristiques (90 %). La distribution de Gauss (normale) est considérée. Une analogie avec l'évaluation initiale de la résistance à la compression est recherchée (dans la mesure du possible, car la gamme de valeurs est beaucoup plus large).

La méthodologie pour l'étude de la variabilité des propriétés de durabilité est divisée en deux étapes.

▶ **ÉTAPE 1 : évaluation en laboratoire / étude paramétrique (= test initial)**

1.1 Coefficient de variation estimé par l'expérience factuelle recueillie sur les données de production antérieures

1.2 Valeur moyenne obtenue (sur les 3 gâchées nominales)

1.3 Calcul de l'écart-type sur la base du coefficient de variation estimé (au point 1.1)

1.4 Marge de $\alpha = 1{,}5 \times$ écart-type (pour 10 % de fractile)

Remarque : la valeur arrondie de 1,5 (= 2,0 × 1,28/1,64) est obtenue dans le même esprit que l'annexe A de la norme EN 206 en considérant un fractile de 10 % pour les indicateurs de durabilité au lieu des 5 % supposés pour la résistance à la compression (conduisant à une valeur recommandée de 2,0 × écart-type pour l'évaluation de la conformité de l'essai initial).

1.5 Calcul de la valeur caractéristique

▶ **ÉTAPE 2 : variation temporelle (= production)**

2.1 Avec la valeur moyenne et l'écart-type obtenus dans le cadre de l'étude de variabilité temporelle, calcul du coefficient de variation

2.2 Marge de $\alpha = 1{,}28 \times$ écart-type (pour 10 % de fractile)

2.3 Calcul de la valeur caractéristique

Les coefficients de variation estimés pour l'étude en laboratoire ont été fixés de telle sorte que la valeur caractéristique estimée (moyenne de $+1{,}5\,\sigma$ ou $-1{,}5\,\sigma$, en fonction de la nature de l'indicateur de durabilité) serait en tout cas respectée, en considérant les valeurs réelles dans la série temporelle – y compris l'incertitude associée à $\pm 1{,}28\,\sigma$.

Une illustration graphique du critère proposé est présentée ci-après avec un exemple (porosité à l'eau, 90 jours (%) – béton prêt à l'emploi C30/37).

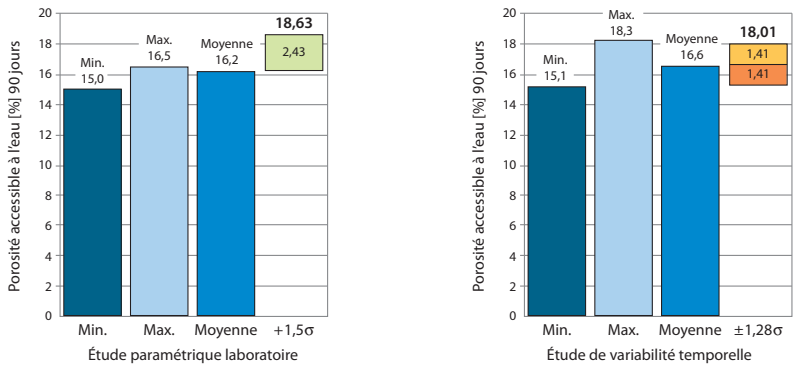


Figure 3.104 – Illustration graphique de l'estimation de la variabilité temporelle sur la base des résultats de laboratoire .

Dans cette Figure 3.104 (côté gauche), les valeurs minimales, maximales et moyennes de **l'étude paramétrique effectuée en laboratoire** sont présentées, ainsi que la marge correspondant à 1,5 σ (barre vert clair).

Ici, le σ est estimé comme décrit à l'étape 1.

Sur la droite, les valeurs minimales, maximales et moyennes de **l'étude de la variabilité temporelle** sont présentées, ainsi que les valeurs réelles de ± 1,28 σ.

Dans ce cas, évidemment, le σ est calculé sur la base des données expérimentales (comme décrit à l'étape 2).

Dans les pages suivantes, les résultats complets sont présentés (Tableaux 3.23 à 3.26).

Tableau 3.23 – C30/37 béton prêt à l'emploi ÉTAPE 1/ÉTAPE 2.

	Étude paramétrique en laboratoire ÉTAPE 1										Suivi temporel ÉTAPE 2	
	Nom.1	Nom.2	Nom.3	+10 l eau	−10 l eau	+10 % *S*	−10 % *S*					
Affaissement t_0 [mm]	190	200	210	220	170	210	230	Min.	170		Min.	190
								Max.	230		Max.	230
								Moyenne des nominales	200,0			
R_{c28} [MPa]	44,4	41,3	41,4	40,5	46,6	42,9	41,4	Min.	40,5	−4,4 %	Min.	28,3
								Max.	46,6	10,0 %	Max.	42,5
								Moyenne des nominales	42,4		Moy.	35,4
								Écart-type estimé	6,78		Écart-type	4,06
								Coefficient de variation	16,0 %		CV	11,5 %
								Coeff.	2,0		Coeff.	1,64
								Valeur caractéristique estimée	28,8		Val. carac.	28,7
P_{eau} 90j [%]	16,3	16,0	16,3	16,5	15,0	15,8	15,7	Min.	15,0	−7,4 %	Min.	15,1
								Max.	16,5	1,9 %	Max.	18,3
								Moyenne des nominales	16,2		Moy.	16,6
								Écart-type estimé	1,62		Écart-type	1,1
								Coefficient de variation	10,0 %		CV	6,6 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	18,6		Val. carac.	18,0
D_{rcm} 90j [10^{-12} m²/s]	16,0	19,0	14,7	15,3	12,7	15,0	14,0	Min.	12,7	−23,3 %	Min.	9,3
								Max.	19,0	14,7 %	Max.	26,7
								Moyenne des nominales	16,6		Moy.	18,1
								Écart-type estimé	4,97		Écart-type	4,54
								Coefficient de variation	30,0 %		CV	25,1 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	24,0		Val. carac.	23,9
Résistivité 90j [Ω·m]	44,0	41,5	39,8	38,7	46,8	36,3	38,5	Min.	36,3	−13,1 %	Min.	32,9
								Max.	46,8	12,1 %	Max.	43,1
								Moyenne des nominales	41,8		Moy.	36,1
								Écart-type estimé	8,4		Écart-type	2,9
								Coefficient de variation	20,0 %		CV	8,0 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	29,2		Val. carac.	32,4

k_{gaz} 90j [10^{-18} m²]	65,2	85,3	74,2	58,2	37,2	49,3	56,4	Min.	37,2	−50,3 %	Min.	50,9
								Max.	85	13,9 %	Max.	255
								Moyenne des nominales	74,9		Moy.	127
								Écart-type estimé	37,5		Écart-type	64,5
								Coefficient de variation	50,0 %		CV	50,8 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	131,1		Val. carac.	209,6
Absorption capillaire [g/m²]	6389		6001	4019	4605	3325	4432	Min.	3325	−46,3 %	Min.	3773
								Max.	6389	3,1 %	Max.	7985
								Moyenne des nominales	6195,0		Moy.	6072
								Écart-type estimé	1239,0		Écart-type	1297
								Coefficient de variation	20,0 %		CV	21,4 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	8053,5		Val. carac.	7732,2

Coefficient de variation = écart-type/moy.

Tableau 3.24 – C40/50 viaduc La Réunion ÉTAPE 1/ÉTAPE 2.

	Étude paramétrique en laboratoire ÉTAPE 1										Suivi temporel ÉTAPE 2	
	Nom.1	Nom.2	Nom.3	+10 l eau	−10 l eau	+10 % *S*	−10 % *S*					
Affaissement t_0 [mm]	220	200	210	240	150	160	200	Min.	150		Min.	190
								Max.	240		Max.	230
								Moyenne des nominales	210,0			
R_{c28} [MPa]	49,5	57,7	51,2	45,5	59,2	51,7	48,7	Min.	45,5	−13,8 %	Min.	47,2
								Max.	59,2	12,1 %	Max.	59,7
								Moyenne des nominales	52,8		Moy.	53,5
								Écart-type estimé	4,22		Écart-type	3,6
								Coefficient de variation	8,0 %		CV	6,7 %
								Coeff.	2,0		Coeff.	1,64
								Valeur caractéristique estimée	44,4		Val. carac.	47,6
P_{eau} 90j [%]	18,2	17,5	17,8	18,2	16,9	17,8	17,2	Min.	16,9	−5,4 %	Min.	16,3
								Max.	18,2	2,1 %	Max.	18,1
								Moyenne des nominales	17,9		Moy.	17,3
								Écart-type estimé	0,89		Écart-type	0,4
								Coefficient de variation	5,0 %		CV	2,3 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	19,2		Val. carac.	17,8
D_{rcm} 90j [10^{-12} m²/s]	3,1	3,5	3,2	3,1	3,1	3,4	3,0	Min.	3,0	−8,5 %	Min.	2,5
								Max.	3,5	5,8 %	Max.	4,4
								Moyenne des nominales	3,3		Moy.	3,2
								Écart-type estimé	0,82		Écart-type	0,6
								Coefficient de variation	25,0 %		CV	18,8 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	4,5		Val. carac.	4,0
Résistivité 90j [Ω·m]	150,0	140,0	150,0	145,0	167,0	156,0	176,0	Min.	140,0	−4,5 %	Min.	129,6
								Max.	176,0	20,0 %	Max.	233,1
								Moyenne des nominales	146,7		Moy.	165
								Écart-type estimé	29,3		Écart-type	27,5
								Coefficient de variation	20,0 %		CV	16,7 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	102,7		Val. carac.	129,8

k_{gaz} 90j [10^{-18} m²]	95	96	210	666	54	196	141	Min.	54	−59,6 %	Min.	35
								Max.	666	398,3 %	Max.	216
								Moyenne des nominales	133,7		Moy.	145
								Écart-type estimé	40,1		Écart-type	49
								Coefficient de variation	30,0 %		CV	33,8 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	193,8		Val. carac.	207,7
Absorption capillaire [g/m²]								Min.			Min.	2775
								Max.			Max.	3280
								Moyenne des nominales			Moy.	2513
								Écart-type estimé			Écart-type	463
								Coefficient de variation			CV	18,4 %
								Coeff.			Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée			Val. carac.	3105,6
Vitesse de carbonatation accélérée [mm/jour^{0,5}]								Min.			Min.	0,48
								Max.			Max.	1,14
								Moyenne des nominales			Moy.	0,79
								Écart-type estimé			Écart-type	0,18
								Coefficient de variation			CV	22,8 %
								Coeff.			Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée			Val. carac.	1,02

Coefficient de variation = écart-type/moy.

Tableau 3.25 – C45/55 viaduc La Réunion ÉTAPE 1/ÉTAPE 2.

	Étude paramétrique en laboratoire ÉTAPE 1										Suivi temporel ÉTAPE 2	
	Nom.1	Nom.2	Nom.3	+10l eau	−10l eau	+10 %*S*	−10 %*S*					
Affaissement t_0 [mm]	210	200	210	220	140	190	210	Min.	140		Min.	
								Max.	220		Max.	
								Moyenne des nominales	206,7			
R_{c28} [MPa]	68,8	74,4	72,1	67,7	81,8	69,2	67,9	Min.	67,7	−5,7 %	Min.	64,2
								Max.	81,8	14,0 %	Max.	83,2
								Moyenne des nominales	71,8		Moy.	77,5
								Écart-type estimé	5,74		Écart-type	3,7
								Coefficient de variation	8 %		CV	4,8 %
								Coeff.	2,0		Coeff.	1,64
								Valeur caractéristique estimée	60,3		Val. carac.	71,4
P_{eau} 90j [%]	16,3	16,7	16,9	17,9	15,4	17,0	17,5	Min.	15,4	−7,4 %	Min.	14,4
								Max.	17,9	7,6 %	Max.	18,3
								Moyenne des nominales	16,6		Moy.	16,4
								Écart-type estimé	0,83		Écart-type	1
								Coefficient de variation	5 %		CV	6,1 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	17,9		Val. carac.	17,7
D_{rcm} 90j [10^{-12} m^2/s]	3,7	4,3	3,7	4,6	3,2	4,2	4,8	Min.	3,2	−17,3 %	Min.	2,3
								Max.	4,8	22,7 %	Max.	4,5
								Moyenne des nominales	3,9		Moy.	3,2
								Écart-type estimé	0,98		Écart-type	0,6
								Coefficient de variation	25 %		CV	18,8 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	5,4		Val. carac.	4,0
Résistivité 90j [Ω·m]	193,4	167,6	182,1	152,6	176,1	149,3	130,2	Min.	130,2	−28,1 %	Min.	143
								Max.	193,4	6,8 %	Max.	266
								Moyenne des nominales	181,0		Moy.	196
								Écart-type estimé	36,2		Écart-type	27
								Coefficient de variation	20 %		CV	13,8 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	126,7		Val. carac.	161,4

k_{gaz} 90j [10^{-18} m²]	248	149	123	169	64	158	168	Min.	64	−63,1 %	Min.	42
								Max.	248	43,1 %	Max.	455
								Moyenne des nominales	173,3		Moy.	123
								Écart-type estimé	52,0		Écart-type	85
								Coefficient de variation	30 %		CV	69,1 %
								Coeff.	1,5		Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée	251,3		Val. carac.	231,8
Absorption capillaire [g/m²]	6389		6001	4019	4605	3325	4432	Min.	3325		Min.	1526
								Max.	6389		Max.	3483
								Moyenne des nominales	6195,0		Moy.	2361
								Écart-type estimé			Écart-type	481
								Coefficient de variation			CV	20,4 %
								Coeff.			Coeff.	1,28
								Valeur caract. estimée			Val. carac.	2976,7

Coefficient de variation = écart-type/moy.

Tableau 3.26 – Synthèse : coefficient de variation pour chaque indicateur de durabilité.

	C30/37 Béton prêt à l'emploi PerfDuB		C40/50 La Réunion PerfDuB		C45/55 La Réunion PerfDub		C50/60 A86 APPLET	C35/45 Viaduc APPLET	
	Coefficient de variation (CV) [%]								CV [%]
	Étape 1 (*)	Étape 2 (*)	Étape 1	Étape 2	Étape 1	Étape 2	Étape 2	Étape 2	Valeur mini admissible (****) GT4
Porosité à l'eau	10	6,6	5	2,3	5	6,1	6,5	3,5	3
Migration des ions chlorure	30	25,1	25	18,8	25	18,8	12,9	19,4	20
Résistivité électrique	20	8	20	16,7	20	13,8	17,6	18,2	15
Perméabilité aux gaz	50	50,8	30	33,8	30	69,1	12 (***)	14 (***)	35
Absorption capillaire	20	21,4	–	18,4	–	20,4	–	–	20
Vitesse de carbonatation accélérée	–	–	25	22,8	–	–	–	–	25

Valeur minimale pour le CV ÉTAPE 2 pour chaque indicateur de durabilité. Valeur maximale pour le CV ÉTAPE 2 pour chaque indicateur de durabilité.

(*) CV ÉTAPE 1 : coefficient de variation estimé par l'expérience factuelle sur les données de productions précédentes.

(**) CV ÉTAPE 2 : coefficient de variation calculé à partir de la valeur moyenne et de l'écart-type obtenus.

(***) Estimé avec un nombre très limité de valeurs.

(****) Les coefficients de variation estimés pour l'étude en laboratoire ont été fixés de manière à ce que la valeur caractéristique estimée (moyenne de + 1,5 σ ou − 1,5 σ, selon la nature de l'indicateur de durabilité) soit en tout cas respectée, en considérant les valeurs réelles dans la série temporelle – y compris l'incertitude associée à ± 1,28 σ. Ces valeurs sont incluses dans les recommandations établies par le GT4 concernant l'application de l'approche basée sur la performance.

9.5. Étude de variabilité *in situ*

9.5.1. Caractéristiques des voiles d'essai

L'objectif à partir des voiles d'essai est d'analyser l'impact de la cure et de la position sur les indicateurs de durabilité à 90 jours. Trois voiles d'essai (2,5 m × 2,5 m × 30 cm) ont été réalisés sur chantier (un pour chaque formule de béton PerfDuB) spécifiquement pour cette étude :

- C30/37 prêt à l'emploi : 22-06-2018 ;
- C40/50 viaduc La Réunion : 15-05-2017 ;
- C45/55 viaduc La Réunion : 10-05-2017.

Pour l'étude de la variabilité spatiale, il a été décidé de mesurer le coefficient de migration des chlorures, la porosité accessible à l'eau, le coefficient d'absorption capillaire et la perméabilité aux gaz sur plusieurs carottes prélevées dans trois zones différentes du voile d'essai, comme indiqué sur les Figures 3.105 et 3.106 (haut, milieu et bas).

Pour l'étude de l'influence de la cure, il a été décidé de mesurer le coefficient de migration des chlorures, la porosité accessible à l'eau, le coefficient d'absorption capillaire et la carbonatation accélérée sur carottes, en surface et à cœur, comme le montrent les Figures 3.105 et 3.106 (surface - carotte et cœur - carotte).

Dans cette partie, seuls les résultats de la porosité à l'eau sont présentés. Les autres caractéristiques sont compilées dans l'annexe B.

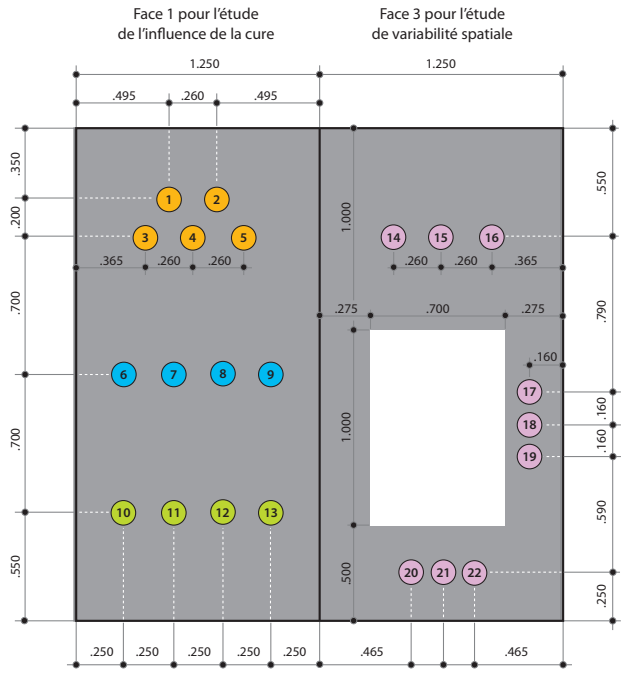


Figure 3.105 – Voile d'essai.

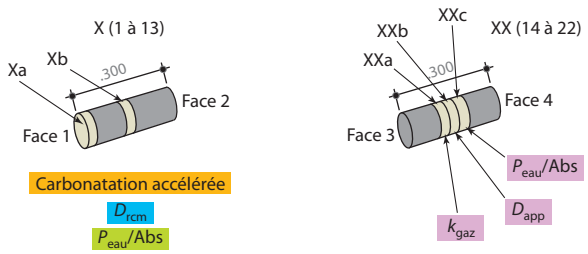


Figure 3.106 – Détails des carottes.

Les indicateurs de durabilité ont été mesurés sur des échantillons sciés dans des carottes extraites de 113 mm de diamètre et également sur des éprouvettes moulées de béton réalisées lors du contrôle du béton frais afin de comparer les valeurs obtenues sur éprouvettes et sur carottes.

Figure 3.107 – C30/37 prêt à l'emploi – voile d'essai avant et après carottage.

À titre d'exemple, les résultats de la variabilité *in situ* pour la porosité accessible à l'eau (étude de la variabilité spatiale et de l'influence de la cure) sont présentés dans le paragraphe suivant.

9.5.2. Étude de variabilité spatiale

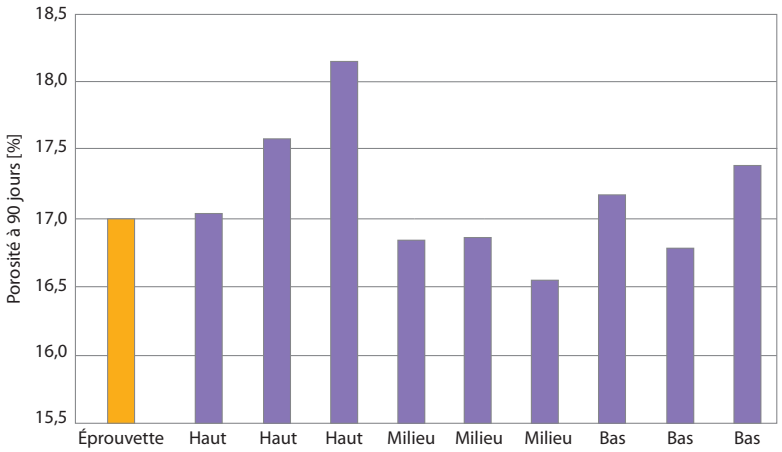


Figure 3.108 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.27 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [%]	Valeur min. [%]	Valeur max. [%]	Nombre de mesures
Porosité accessible à l'eau, 90 jours	Haut (carottes)	17,6	17,0	18,1	3
	Milieu (carottes)	16,7	16,5	16,9	3
	Bas (carottes)	17,1	16,8	17,4	3
		Moyenne [%]	**Écart-type [%]**	**Coefficient de variation**	**Nombre de mesures**
	Variabilité spatiale (carottes)	17,1	0,5	3 %	9
	Prélèvement (éprouvettes)	17,0	0,5	3 %	3

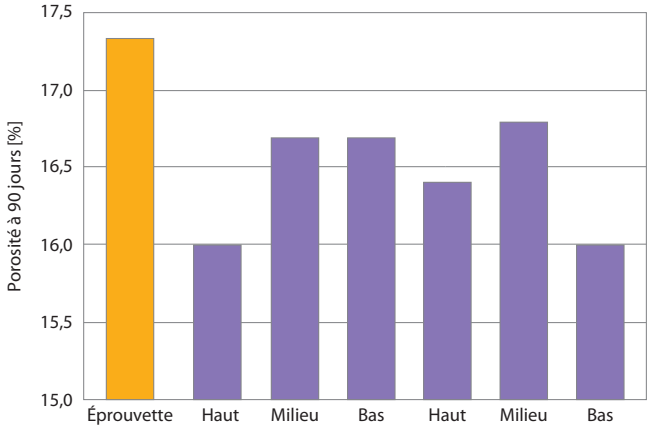


Figure 3.109 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.28 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [%]	Valeur min. [%]	Valeur max. [%]	Nombre de mesures
Porosité accessible à l'eau, 90 jours	Haut (carottes)	16,2	16,0	16,4	2
	Milieu (carottes)	16,8	16,7	16,8	2
	Bas (carottes)	16,4	16,0	16,7	2
		Moyenne [%]	Écart-type [%]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	16,4	0,4	2 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	17,3	0,3	1 %	3

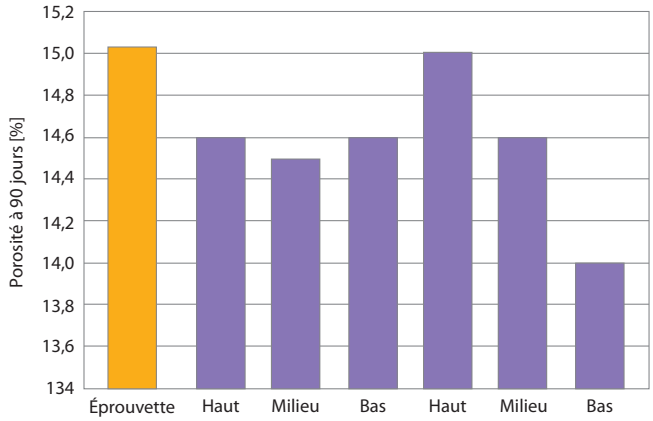


Figure 3.110 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.29 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion– étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [%]	Valeur min. [%]	Valeur max. [%]	Nombre de mesures
Porosité accessible à l'eau, 90 jours	Haut (carottes)	14,8	14,6	15,0	2
	Milieu (carottes)	14,6	14,5	14,6	2
	Bas (carottes)	14,3	14,0	14,6	2
		Moyenne [%]	Écart-type [%]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	14,6	0,3	2 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	15,0	0,2	1 %	3

Les résultats obtenus sur les échantillons prélevés par carottage sont légèrement meilleurs que ceux des éprouvettes moulées et ceci quel que soit la localisation des carottes sur le voile.

9.5.3. Étude de l'influence de la cure

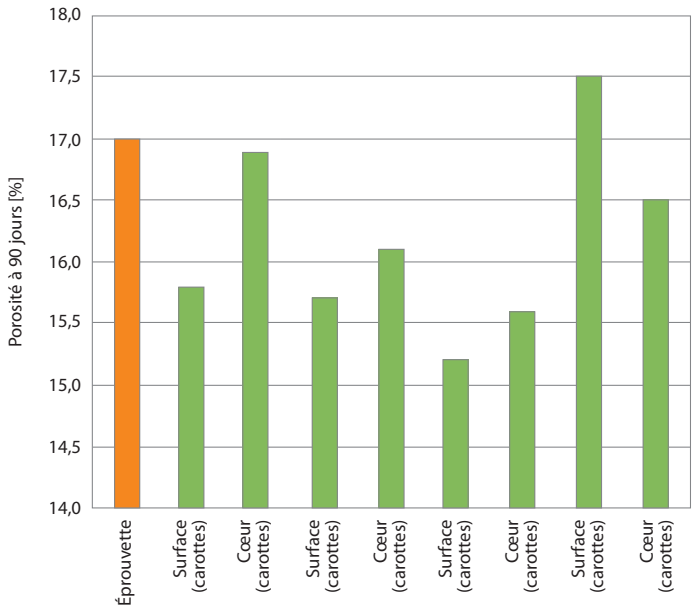


Figure 3.111 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.30 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [%]	Valeur min. [%]	Valeur max. [%]	Nombre de mesures
Porosité accessible à l'eau, 90 jours	Surface (carottes)	16,1	15,2	17,5	4
	Cœur (carottes)	16,3	15,6	16,9	4
		Moyenne [%]	Écart-type [%]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	16,2	0,8	5 %	8
	Prélèvement (éprouvettes)	17,0	0,5	3 %	3

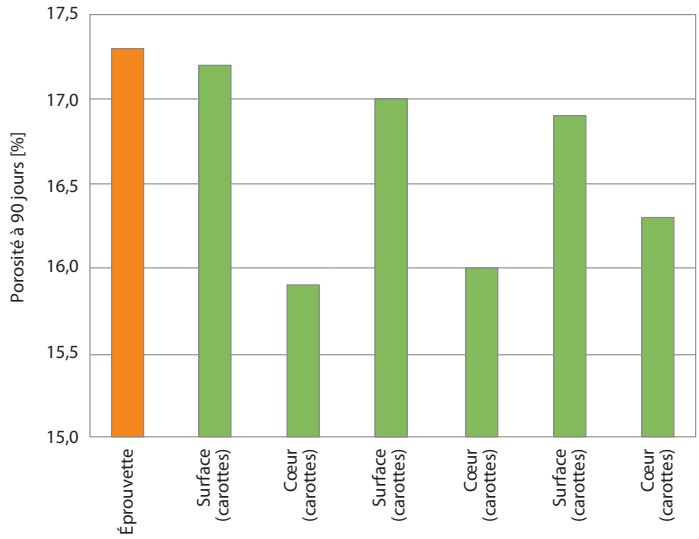


Figure 3.112 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.31 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [%]	Valeur min. [%]	Valeur max. [%]	Nombre de mesures
Porosité accessible à l'eau, 90 jours	Surface (carottes)	17,0	16,9	17,2	3
	Cœur (carottes)	16,1	15,9	16,3	3
		Moyenne [%]	**Écart-type [%]**	**Coefficient de variation**	**Nombre de mesures**
	Influence de la cure (carottes)	16,6	0,6	3 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	17,3	0,3	1 %	3

Les résultats obtenus sur les échantillons prélevés par carottage sont légèrement meilleurs que ceux des éprouvettes moulées que ce soit à cœur ou en peau.

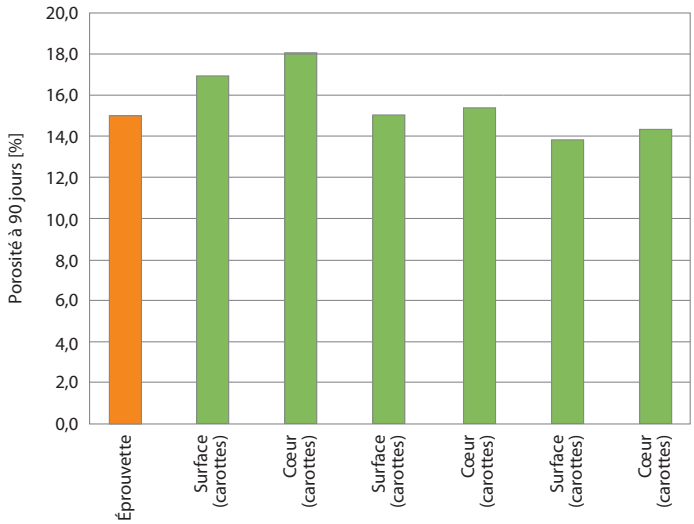


Figure 3.113 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.32 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [%]	Valeur min. [%]	Valeur max. [%]	Nombre de mesures
Porosité accessible à l'eau, 90 jours	Surface (carottes)	15,3	13,9	17,0	3
	Cœur (carottes)	15,9	14,3	18,1	3
		Moyenne [%]	**Écart-type [%]**	**Coefficient de variation**	**Nombre de mesures**
	Influence de la cure (carottes)	15,6	1,6	10 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	15,0	0,2	1 %	3

Note : pour les formules de béton du projet du viaduc, la porosité accessible à l'eau obtenue est significativement plus élevée que les valeurs recommandées par le fascicule 65 en raison de la qualité intrinsèque des granulats locaux (environ 2,5 % de l'absorption d'eau conventionnelle (24 h) [Chap 9.5.3]).

9.6. Variabilité temporelle/variabilité *in situ*

Dans ce paragraphe, les graphiques montrent à la fois la variabilité temporelle (losanges bleu et ligne continue) et la variabilité *in situ* (cercles vert et orange ; tous provenant des carottes prélevées dans le voile d'essai). Les lignes jaunes en pointillés correspondent aux valeurs minimales et maximales obtenues sur carottes et ont pour seul but de visualiser facilement la variation *in situ* ; elles ne sont pas destinées à être étendues sur la série temporelle (**elles concernent uniquement la journée de production du mur d'essai**).

- C30/37 béton prêt à l'emploi – voile d'essai : 22-06-2018 ;
- C40/50 viaduc La Réunion – voile d'essai : 15-05-2017 ;
- C45/55 viaduc La Réunion – voile d'essai : 10-05-2017.

Dans cette partie, seuls les résultats de la porosité à l'eau sont présentés. Les autres caractéristiques sont compilées en annexe B.

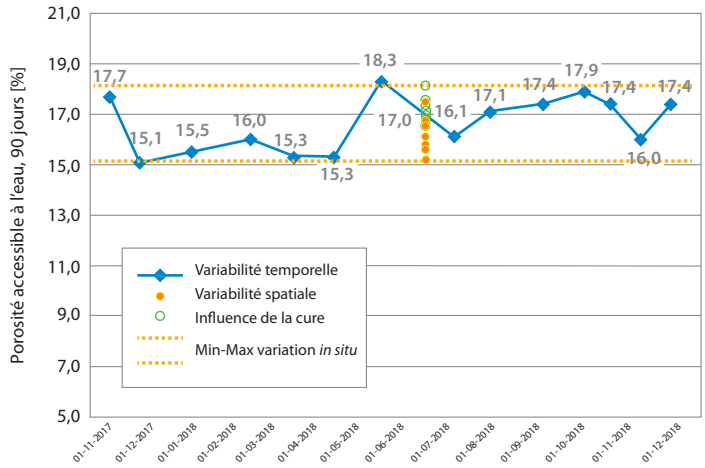


Figure 3.114 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.33 – Porosité accessible à l'eau C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilités temporelle/*in situ*.

Porosité accessible à l'eau, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	16,6 %
	Écart-type	1,1 %
	Coefficient de variation	6 %
	Valeur minimale	15,1 %
	Valeur maximale	18,3 %
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	17,0 %
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	16,7 %
	Valeur minimale	15,2 %
	Valeur maximale	18,1 %

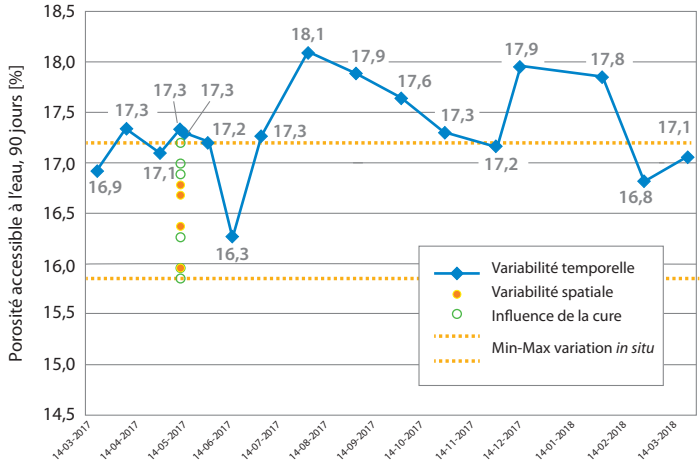


Figure 3.115 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.34 – Porosité accessible à l'eau C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Porosité accessible à l'eau, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	17,3 %
	Écart-type	0,4 %
	Coefficient de variation	3 %
	Valeur minimale	16,3 %
	Valeur maximale	18,1 %
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	17,3 %
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	16,5 %
	Valeur minimale	15,9 %
	Valeur maximale	17,2 %

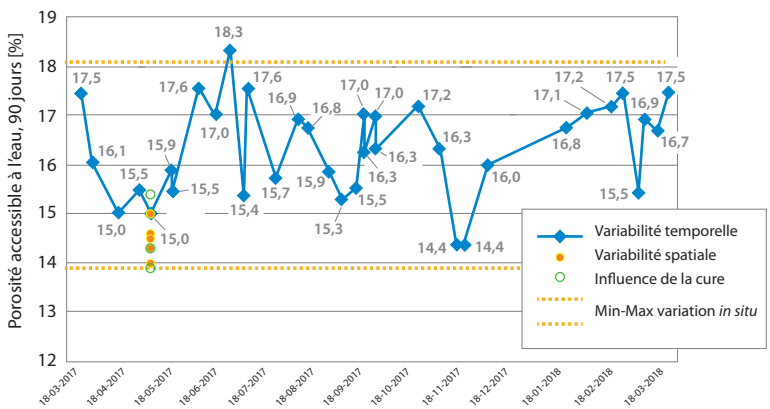


Figure 3.116 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.35 – Porosité accessible à l'eau C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Porosité accessible à l'eau, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	16,4 %
	Écart-type	1 %
	Coefficient de variation	6 %
	Valeur minimale	14,4 %
	Valeur maximale	18,3 %
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	15,0 %
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	15,1 %
	Valeur minimale	13,9 %
	Valeur maximale	18,1 %

Les valeurs de la porosité à l'eau du groupe du béton C30/37 prêt à l'emploi sont conformes à celles attendues pour les granulats utilisés (carrières de calcaire) ; les valeurs sont en outre proches de celles du béton des voussoirs du chantier de La Réunion, qui présente une résistance moyenne à la compression de 77,5 MPa à 28 jours.

La porosité à l'eau tout au long de l'année de production est assez stable, avec un faible coefficient de variation.

9.7. Étude de l'influence de la cure – Études complémentaires

9.7.1. Introduction

Pour le béton des semelles (type de ciment : CEM III/A 42,5 N CE PM-ES NF) du projet de l'île de La Réunion, les coefficients de migration des chlorures les plus élevés enregistrés à 90 jours sont ceux mesurés à la surface du voile. Les mesures supplémentaires effectuées à 180 jours ne confirment pas cette tendance. Il est à rappeler que le démoulage du béton a été effectué avant d'atteindre 35 % de f_{cm28} (15 MPa à 38 heures pour le béton des semelles, soit ≈ 28 % de f_{cm}).

En fonction des premiers résultats obtenus à 90 jours, des essais complémentaires ont été réalisés afin de caractériser l'impact des conditions de cure sur la perméabilité aux gaz et sur la résistance à la migration des ions chlorure (D_{rcm}) de quatre bétons différents.

Le Tableau 3.36 résume les principales caractéristiques de ces quatre bétons (parmi les 42 bétons du projet national PerfDuB).

Tableau 3.36 – Principales propriétés des 4 bétons.

Référence du béton	B15	B16	B17	B22
Classe de R_c	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45
Ciment (selon code PerfDub)	CEM I 52,5 N SR3	CEM II/A- S 52,5 N PM CP2	CEM III/A 42,5 N	CEM II/A- LL 42,5 R
Teneur en constituant principal autre que le clinker [%]	–	Laitier 11 %	Laitier 43 %	Calcaire 14 %
Dosage en ciment [kg/m³]	350	350	350	350
E_{eff}/L_{eq}	0,50	0,50	0,50	0,50
Granulats	G1	G1	G1	G1

9.7.2. Perméabilité aux gaz

Les conditions de cure comprennent deux cas : la cure humide (conditions idéales en laboratoire) et la cure sèche (correspondant aux conditions de chantier à partir du point d'obtention de la résistance de 35 % f_{cm28j}) :

- cure sèche : k_{90j} B15 < k_{90j} B22 < k_{90j} B16 < k_{90j} B17.
- cure humide : k_{90j} B22 < k_{90j} B15 < k_{90j} B17 < k_{90j} B16.

Le test de perméabilité aux gaz permet de mettre en évidence les effets des conditions de cure (impact de l'hydratation, répartition du réseau poreux et effet de paroi). Ces derniers sont, comme attendu, les plus marqués pour le béton à base de CEM III (béton B17), pour lequel l'hydratation est loin d'être achevée à 35 % f_{cm28j} et les échanges avec le milieu sec (50 % d'humidité artificielle en laboratoire) accentuent drastiquement l'effet de séchage sur béton immature. Les autres bétons sont fondamentalement moins impactés par un temps de cure limité. Cependant et dans tous les cas, la perméabilité aux gaz reste du même ordre de grandeur.

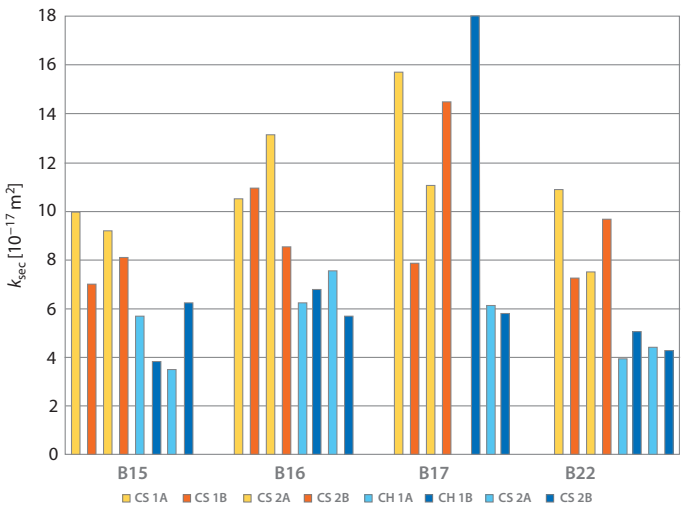


Figure 3.117 – Perméabilité aux gaz à l'état sec des 4 bétons sous cure sèche (= CS) et cure humide (= CH).

9.7.3. Migration des ions chlorure

Les échantillons (cylindres) ont été curés jusqu'à 35 % de la résistance à la compression à 28 jours avant d'être stockés à 50 % d'humidité relative et à 20 °C, seuls les côtés supérieur et inférieur étant exposés à la dessiccation (les côtés latéraux ont été enduits de résine juste après le démoulage). Le D_{rcm} a ensuite été mesuré à 90 jours sur des faces situées à différentes profondeurs et comparé au résultat obtenu avec une cure humide. Pour le béton B15 avec le ciment CEM I, il a été montré que la durée de cure n'a pas d'impact sur le D_{rcm}. Pour les autres bétons avec additions, la durée de cure impacte le D_{rcm}. Plus le taux de substitution des additions est élevé, plus le degré d'impact est élevé. Ceci est valable aussi bien pour le D_{rcm} que pour la profondeur de béton impactée. Pour le béton B17 à 43 % de laitier, la profondeur de béton impacté reste inférieure à 2 cm.

Tableau 3.37 – Coefficient de migration des chlorures pour 4 bétons en cure humide et en cure sèche avec élimination de différentes profondeurs de surface.

Béton	Condition de cure	D_{rcm} [10^{-12} m²/s]
B15	Cure humide	16,5
	Cure sèche après retrait de 3 cm de surface	17,7
	Cure sèche après retrait de 2 cm de surface	17,5
	Cure sèche après retrait de 1 cm de surface	18,7
	Cure sèche après retrait de 0 cm de surface	19,0
B16	Cure humide	12,0
	Cure sèche après retrait de 3 cm de surface	13,3
	Cure sèche après retrait de 2 cm de surface	15,4
	Cure sèche après retrait de 1 cm de surface	15,2
	Cure sèche après retrait de 0 cm de surface	18,4
B17	Cure humide	3,2
	Cure sèche après retrait de 3 cm de surface	4,1
	Cure sèche après retrait de 2 cm de surface	3,7
	Cure sèche après retrait de 1 cm de surface	4,9
	Cure sèche après retrait de 0 cm de surface	5,9
B22	Cure humide	14,9
	Cure sèche après retrait de 3 cm de surface	18,3
	Cure sèche après retrait de 2 cm de surface	18,5
	Cure sèche après retrait de 1 cm de surface	18,4
	Cure sèche après retrait de 0 cm de surface	21,2

Cependant et dans tous les cas, le coefficient de migration des chlorures reste du même ordre de grandeur pour un béton donné et semble également influencé par les conditions d'hydratation des faces latérales des cylindres (même s'ils ont été protégés du dessèchement par un enrobage de résine). De plus, les conditions de cure après démoulage (50 % d'humidité relative) ne sont pas du tout représentatives des conditions réelles de la structure exposée aux chlorures, pour laquelle l'humidité relative est élevée (la plupart du temps, le coefficient de migration des chlorures est utilisé pour la modélisation en considérant des conditions complètement saturées) et l'effet de la limitation de la durée de cure est beaucoup plus faible.

9.8. Synthèse

Cette synthèse graphique (Figures 3.118 à 3.132) concerne l'ensemble des résultats et la variabilité associée obtenus sur deux formulations de bétons développées pour la construction du viaduc de La Réunion (C40/50 et C45/55) et une formulation de béton prêt à l'emploi (C30/37 typiquement utilisée en France pour le bâtiment – département du Doubs) au cours de :

- une étude paramétrique, réalisée en laboratoire (variation des paramètres de composition) ;
- une étude de variabilité temporelle sur 1 an de production en centrale à béton (variation des paramètres des matériaux et des conditions extérieures) ;
- une étude de variabilité in situ (variabilité spatiale + étude de l'influence de la cure) sur maquette spécifique (variation des paramètres de cure et de position sur le voile d'essai).

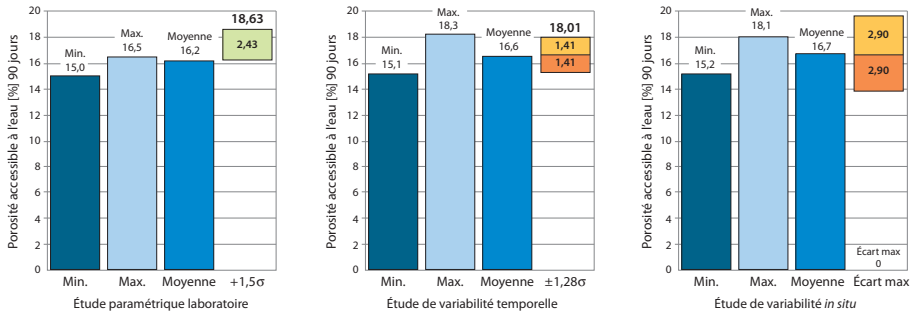


Figure 3.118 – Porosité accessible à l'eau, 90 jours [%] – C30/37 béton prêt à l'emploi.

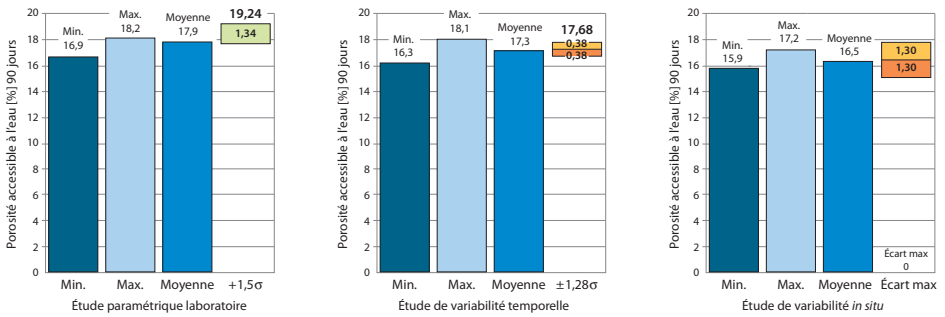


Figure 3.119 – Porosité accessible à l'eau, 90 jours [%] – C40/50 viaduc La Réunion.

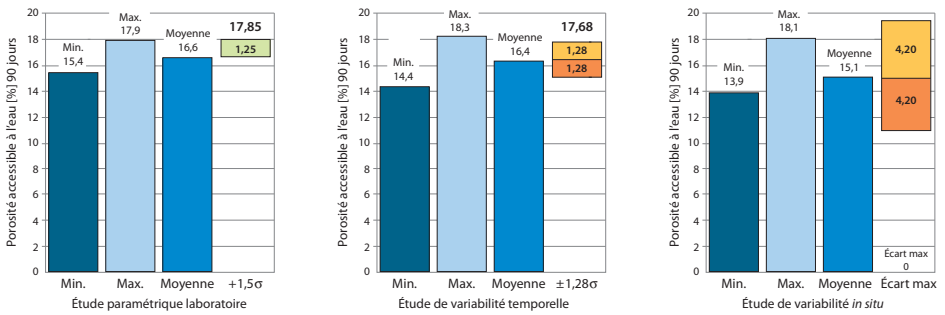


Figure 3.120 – Porosité accessible à l'eau, 90 jours [%] – C45/55 viaduc La Réunion.

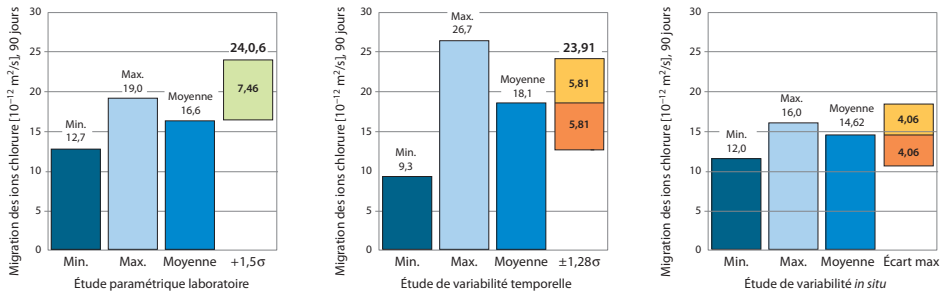


Figure 3.121 – Migration des ions chlorure à 90 jours [10^{-12} m²/s] – C30/37 béton prêt à l'emploi.

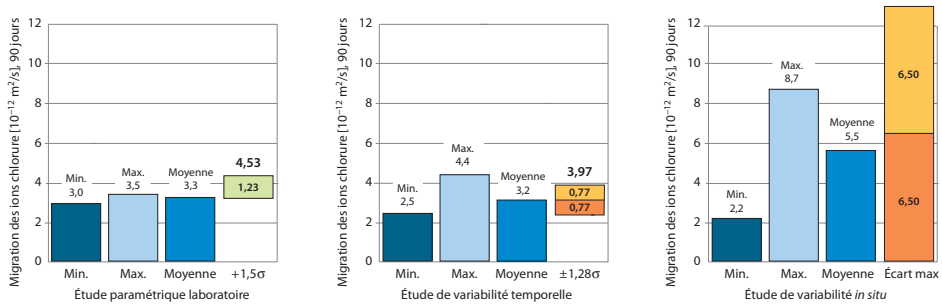


Figure 3.122 – Migration des ions chlorure à 90 jours [10^{-12} m²/s] – C40/50 viaduc La Réunion.

Pour cette formule C40/50, les coefficients de migration des chlorures les plus élevés enregistrés à 90 jours correspondent à ceux mesurés en surface du voile. Ils sont beaucoup plus faibles pour les éprouvettes que pour les tranches extraites au cœur du voile d'essai. À 180 jours, toutes les tendances sont globalement similaires. Il est à rappeler que le démoulage du voile de béton a été effectué avant d'atteindre les 35 % de la résistance moyenne à la compression à 28 jours.

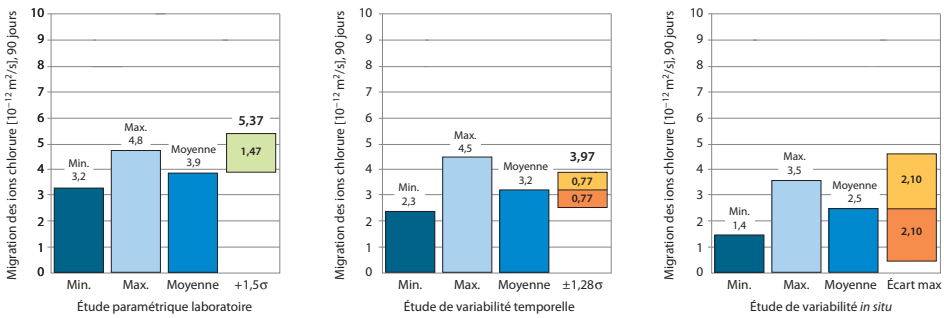


Figure 3.123 – Migration des ions chlorure à 90 jours [10^{-12} m²/s] – C45/55 viaduc La Réunion.

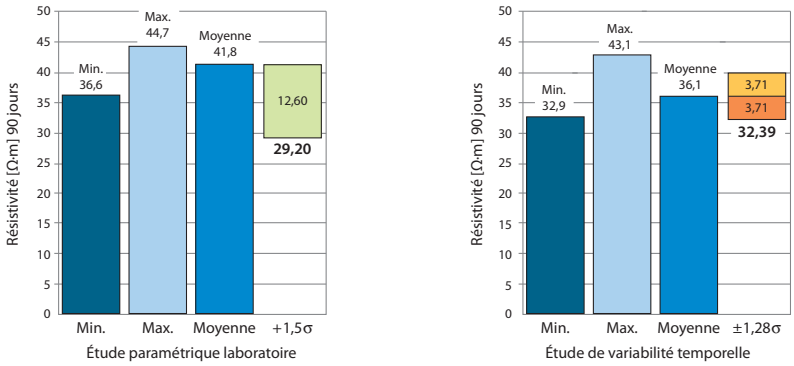


Figure 3.124 – Résistivité à 90 jours [Ω·m] – C30/37 béton prêt à l'emploi.

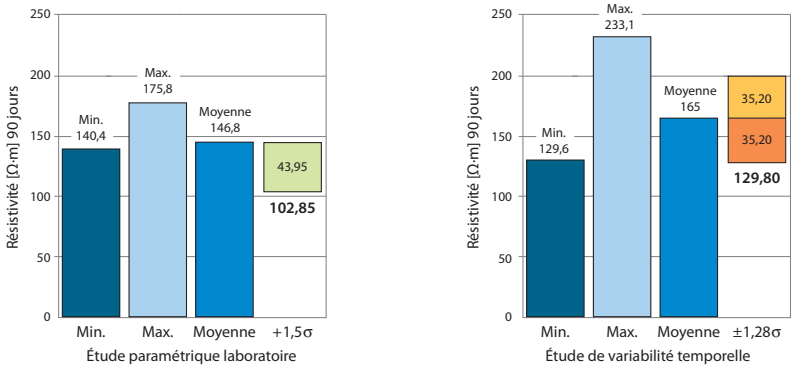


Figure 3.125 – Résistivité à 90 jours [Ω·m] – C40/50 viaduc La Réunion.

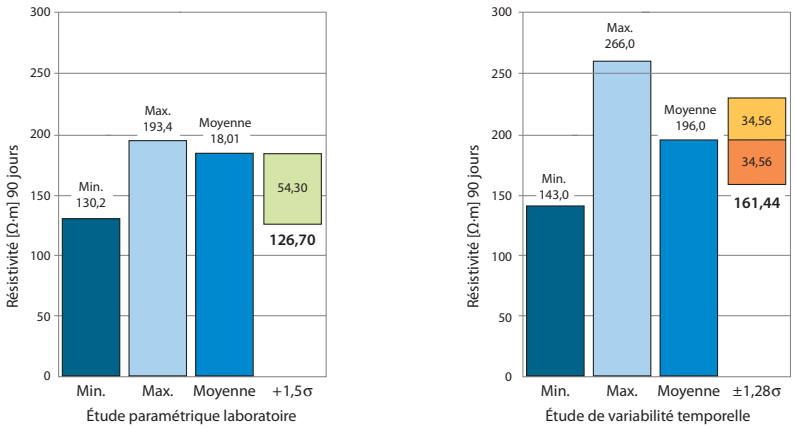


Figure 3.126 – Résistivité à 90 jours [Ω·m] – C45/55 viaduc La Réunion.

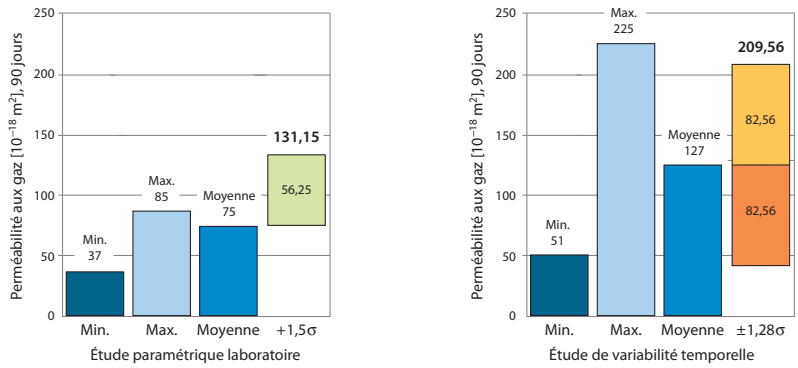


Figure 3.127 – Perméabilité aux gaz, 90 jours [10^{-18} m^2] – C30/37 béton prêt à l'emploi.

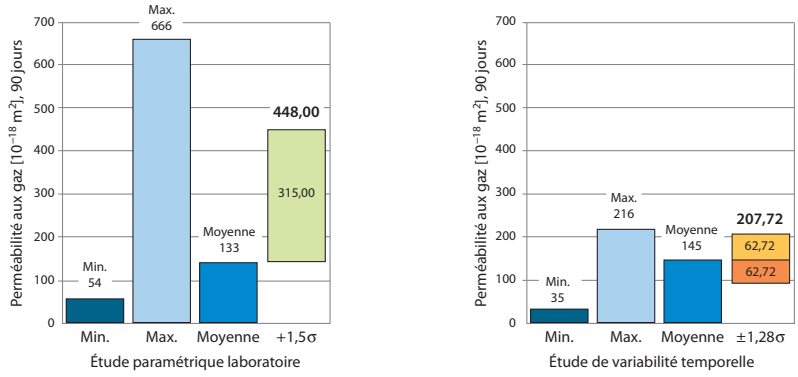


Figure 3.128 – Perméabilité aux gaz, 90 jours [10^{-18} m^2] – C40/50 viaduc La Réunion.

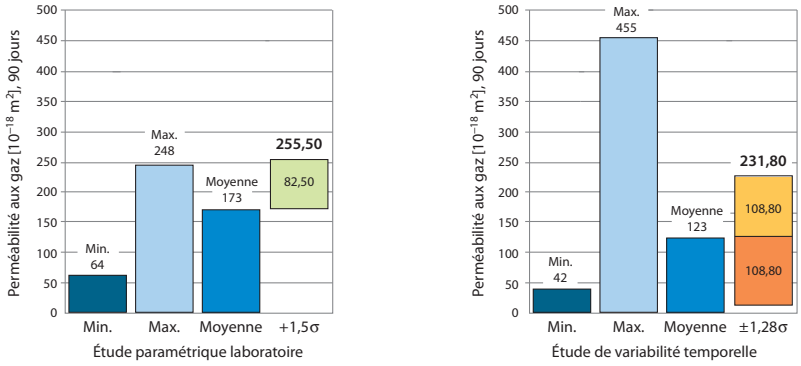


Figure 3.129 – Perméabilité aux gaz, 90 jours [10^{-18} m^2] – C45/55 viaduc La Réunion.

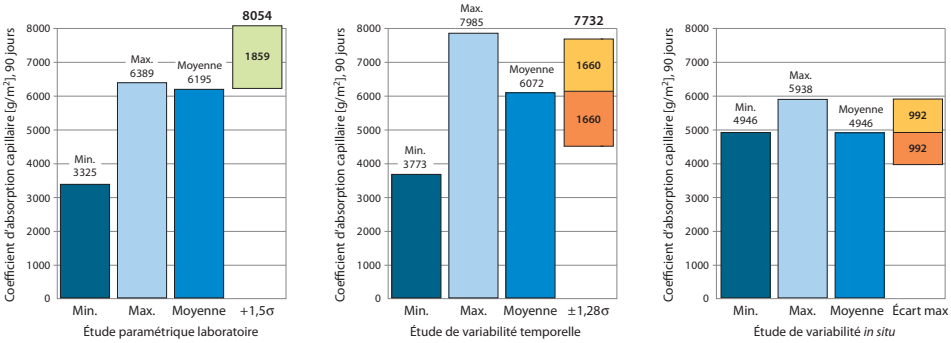


Figure 3.130 – Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours [g/m²] – C30/37 béton prêt à l'emploi.

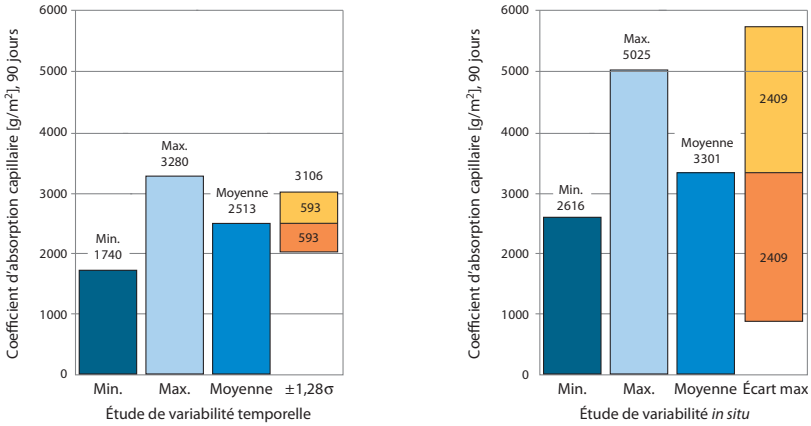


Figure 3.131 – Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours [g/m²] – C40/50 viaduc La Réunion.

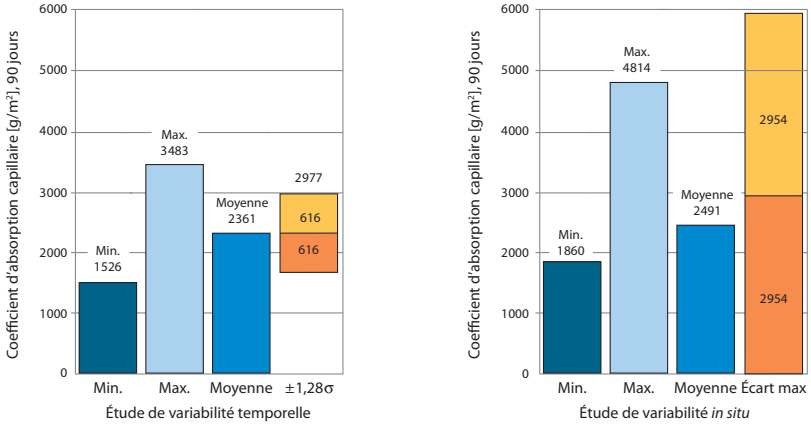


Figure 3.132 – Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours [g/m²] – C45/55 viaduc La Réunion.

10. Éléments pour la mise en œuvre de l'approche performantielle

10.1. Introduction

Cette section décrit la contribution du Projet National PerfDuB à la mise en œuvre de l'approche performantielle et cela à deux niveaux :

- niveau national français : il s'agit de définir un Fascicule de Documentation référencé dans la norme NF EN 206/CN ;
- niveau européen dans le domaine du système ERC « *Exposure Resistance Classes* ».

10.2. Méthodologie de la définition des valeurs seuils des propriétés de durabilité considérées dans l'approche performantielle au niveau national

10.2.1. Contexte

L'un des objectifs du Projet National PerfDuB est de définir des critères de performance permettant de justifier la durabilité des bétons selon des classes d'exposition considérées. L'une des méthodologies utilisées pour définir ces critères de performance est l'analyse des propriétés de durabilité des 42 bétons. Les autres méthodologies concernent d'une part l'utilisation de la modélisation de la durée de vie développée dans le projet ANR MODEVIE, et d'autre part l'analyse du retour d'expérience à partir d'auscultations détaillées de 19 ouvrages anciens (ponts, quais, monuments historiques, barrages) pour lesquels les propriétés générales de durabilité ont été mesurées (porosité à l'eau, diffusion des chlorures, perméabilité aux gaz, carbonatation, etc.) et les indicateurs de durabilité ont été évalués (profils de pénétration des chlorures, profondeurs de carbonatation, potentiels d'électrode, résistivité, présence de désordres, etc.). Les deux dernières méthodologies sont détaillées dans d'autres rapports du PN PerfDuB, GT2B et GT2A respectivement.

Cette section traite de la méthodologie d'utilisation de la rétroaction des résultats de la base de données pour la définition des critères de performance en fonction des classes d'exposition, en tenant compte des éléments concrets conformes à l'approche prescriptive. Cette méthodologie a été appliquée pour déterminer la valeur seuil de la profondeur de carbonatation accélérée pour les classes XC et pour le coefficient de migration des ions chlorure pour les classes XS et XD. Les critères sont basés sur une mesure à 90 jours et correspondent à des valeurs caractéristiques avec 90 % de fractile.

La détermination de critères alternatifs tels que la porosité divisée par la fraction volumique de pâte est définie à la section 4.

10.2.2. Définition des bétons pour chaque classe d'exposition

La première étape consiste à définir les bétons représentatifs à prendre en compte dans l'analyse pour chaque classe d'exposition. Il a été décidé d'examiner les bétons conformes aux règles prescriptives de composition pour chaque classe d'exposition et dont la classe de résistance à la compression est supérieure à la classe minimale requise, soit :

- 2 classes pour bétons conformes aux exigences de la norme NF EN 206/CN (durée de vie : 50 ans) ;
- 3 classes pour bétons conformes aux exigences du fascicule 65 (durée de vie : 100 ans).

Par exemple, si l'on considère le XC2 et pour une durée de vie de 50 ans, les bétons à prendre en compte dans l'analyse sont tous les bétons qui sont conformes aux exigences prescriptives et dont la classe de résistance à la compression est C20/25 ou C25/30 ou C30/37 (Tableau 3.38).

Tableau 3.38 – Extrait de NA – Tableau F1 (norme NF EN 206/CN).

	X0	XC1	XC2
Rapport E_{eff}/liant éq maximal [c)]	–	0,65	0,65
Classe de résistance minimale	–	C20/25	C20/25
Teneur mini en liant éq (kg/m^3) [c) d)]	150	260	260
Teneur minimale en air (%)	–	–	–
Essai(s) de performances [m)]	–	–	–

Les Tableaux 3.39 a, b et c résument tous les bétons d'étude sélectionnés pour chaque classe d'exposition selon cette procédure.

Tableau 3.39a – Résumé de tous les bétons pris en compte pour la définition des critères de performance pour les classes d'exposition XC.

Classe d'exposition	Conception pour une durée de vie 50 ans	Conception pour une durée de vie 100 ans
XC1 XC2	2_CEM I_V30_0,52_33 3_CEM II/A-LL_0,6_41 4_CEM III/A_0,53_37 6_CEM I_L30_0,46_34 10_CEM II/A-LL_0,61_32 13_CEM I_L30_0,42_39 40_CEM I_Qz30_0,49_28 8_CEM II/A-LL_V30_0,53_31 14_CEM I_0,55_38	1_CEM I_0,5_43 2_CEM I_V30_0,52_33 3_CEM II/A-LL_0,6_41 6_CEM I_L30_0,46_34 7_CEM I_L41_0,39_42 11_CEM II/A-LL_0,54_50 13_CEM I_L30_0,42_39 14_CEM I_0,55_38 16_CEM II/A-S_0,5_50 17_CEM III/A_0,5_47 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52
XC3	1_CEM I_0,5_43 2_CEM I_V30_0,52_33 3_CEM II/A-LL_0,6_41 6_CEM I_L30_0,46_34 7_CEM I_L41_0,39_42 13_CEM I_L30_0,42_39 14_CEM I_0,55_38 17_CEM III/A_0,5_47 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 26_CEM I_0,45_46	11_CEM II/A-LL_0,54_50 13_CEM I_L30_0,42_39 14_CEM I_0,55_38 16_CEM II/A-S_0,5_50 17_CEM III/A_0,5_47 21_CEM I_L30_0,39_57 22_CEM II/A-LL_0,49_57 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56
XC4		17_CEM III/A_0,5_47 22_CEM II/A-LL_0,49_57 23_CEM II/A-S_0,49_46 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56

Tableau 3.39b – Résumé de tous les bétons pris en compte pour la définition des critères de performance pour les classes d'exposition XD.

Classe d'exposition	Conception pour une durée de vie 50 ans	Conception pour une durée de vie 100 ans
XD1	1_CEM I_0,5_43 2_CEM I_V30_0,52_33 3_CEM II/A-LL_0,6_41 6_CEM I_L30_0,46_34 7_CEM I_L41_0,39_42 13_CEM I_L30_0,42_39 14_CEM I_0,55_38 17_CEM III/A_0,5_47 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 26_CEM I_0,45_46	17_CEM III/A_0,5_47 22_CEM II/A-LL_0,49_57 23_CEM II/A-S_0,49_46 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56
XD2	11_CEM II/A-LL_0,54_50 14_CEM I_0,55_38 16_CEM II/A-S_0,5_50 17_CEM III/A_0,5_47 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52	
XD3	17_CEM III/A_0,5_47 22_CEM II/A-LL_0,49_57 23_CEM II/A-S_0,49_46 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56	30_CEM I_V30_0,35_64 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 35_CEM V/A (S-V)_0,45_66 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56

Tableau 3.39c – Résumé de tous les bétons pris en compte pour la définition des critères de performance pour les classes d'exposition XS.

Classe d'exposition	Conception pour une durée de vie 50 ans	Conception pour une durée de vie 100 ans
XS1	11_CEM II/A-LL_0,54_50 14_CEM I_0,55_38 16_CEM II/A-S_0,5_50 17_CEM III/A_0,5_47 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52	17_CEM III/A_0,5_47 22_CEM II/A-LL_0,49_57 23_CEM II/A-S_0,49_46 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56
XS2	11_CEM II/A-LL_0,54_50 14_CEM I_0,55_38 16_CEM II/A-S_0,5_50 17_CEM III/A_0,5_47 23_CEM II/A-S_0,49_46 24_CEM II/A-S_0,5_44 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52	
XS3	17_CEM III/A_0,5_47 22_CEM II/A-LL_0,49_57 23_CEM II/A-S_0,49_46 25_CEM I_0,5_50 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56	30_CEM I_V30_0,35_64 26_CEM I_0,45_46 33_CEM III/A_0,45_52 34_CEM III/A_0,45_59 35_CEM V/A (S-V)_0,45_66 37_CEM V/A (S-V)_0,45_56

Il convient de rappeler que les bétons couvrent un large éventail et que la base de données a été construite avec des bétons qui s'écartent volontairement des exigences prescriptives de certaines classes d'exposition pour étudier l'impact des paramètres de composition en fonction des classes d'exposition. Ces règles de construction de bases de données ont conduit à la production de peu de bétons conformes aux classes d'exposition XC1 et XC2 uniquement.

10.2.3. Méthodologie pour la définition de la valeur seuil moyenne

Pour chaque classe d'exposition, une valeur moyenne seuil est déterminée à partir des résultats moyens obtenus pour chacun des groupes de bétons et est ensuite notée $P_{\text{dur, seuil BDD}}$ (BDD signifie « Base de Données Durabilité »).

$P_{\text{dur,seuil BDD}}$ est déterminé de telle sorte que 90 % des bétons de la base de données (qui correspondent à des bétons conformes à l'approche prescriptive) sont conservés par l'approche performantielle. La Figure 3.133 donne un exemple pour la détermination du $D_{\text{rcm, seuil BDD}}$.

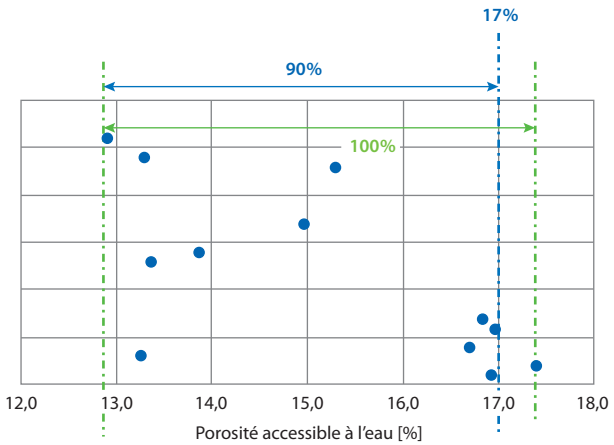


Figure 3.133 – Exemple de détermination de la valeur seuil moyenne de porosité accessible à l'eau.

10.2.4. Méthodologie pour la définition de la valeur seuil caractéristique

Pour chaque classe d'exposition, la valeur seuil caractéristique est ensuite déterminée à partir de la valeur moyenne en utilisant les hypothèses suivantes :

- les distributions statistiques des propriétés de durabilité suivent des fonctions normales de densité de probabilité [Aït-Mokhtar *et al.*, 2013] même si cela reste discutable pour la profondeur de carbonatation ;
- le coefficient de variation associé à chaque propriété de durabilité est égal à une valeur fixe déterminée à partir de plusieurs expériences de rétroaction sur des structures réelles (bétons ayant plusieurs résistances à la compression de C30/37 à C50/60) ; voir Tableau 3.40.

La valeur caractéristique est calculée avec un fractile de 90 % comme suit :

$$P_{dur,k} = P_{dur,seuil\ BDD} + 1{,}28\,\sigma \qquad \text{[Équ. 3.10]}$$

1,28 est le facteur Student qui correspond alors à 90 % de fractile et σ est l'écart-type de la propriété de durabilité, déterminé à partir des valeurs fixes du coefficient de détermination (Tableau 3.40). Ces coefficients de variation sont examinés à la section 9.

La Figure 3.134 donne une représentation schématique de la valeur seuil caractéristique déterminée à partir de la valeur moyenne des propriétés de durabilité. Pour certains indicateurs de durabilité, les valeurs seuils sont des « valeurs minimales » (par exemple, résistivité) de même que la résistance à la compression lorsque d'autres sont des « valeurs maximales » (par exemple, D_{rcm}).

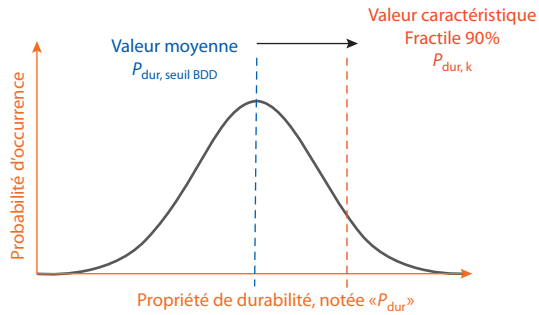


Figure 3.134 – Représentation schématique de la valeur seuil caractéristique déterminée à partir de la valeur moyenne des propriétés de durabilité.

Tableau 3.40 – Valeurs fixes pour le coefficient de variation des propriétés de durabilité, sur la base de l'expérience de terrain dans plusieurs projets (viaduc offshore à La Réunion, béton prêt à l'emploi de PerfDuB, tunnel A86, viaduc de Compiègne) avec des bétons C30/37, C35/45, C40/50, C45/55 et C50/60.

Tests	Valeur fixe proposée pour le coefficient de variation [%]	Valeur minimale à prendre en compte pour chaque indicateur en application de l'approche performantielle [%]
Résistance à la compression (pour la valeur de référence)	10	–
Porosité	6	3
Migration des ions chlorure D_{rcm}	25	20
Résistivité électrique	20	15
Perméabilité aux gaz	30	–
Profondeur de carbonatation accélérée	25	25

10.2.5. Critères de performance pour les propriétés de durabilité

Les Tableaux 3.41 et 3.42 représentent les critères de performance pour la profondeur de carbonatation accélérée et du coefficient de migration des ions chlorure pour des durées de vie de 50 et 100 ans.

Tableau 3.41 – Critère de performance pour la vitesse de carbonatation accélérée (pour 90 jours de cure humide).

Classe d'exposition XC	Valeurs seuils caractéristiques (90 % fractile) pour la vitesse de carbonatation accélérée v_{acc} [mm/jour^{0,5}]	
	50 ans	100 ans
XC1	2,3	1,8
XC2	2,3	1,8
XC3	2,0	1,6
XC4	2,0	1,7

Tableau 3.42 – Critère de performance pour la diffusion des ions chlorure (après 90 jours de cure humide).

Classe d'exposition XS/XD	Valeurs seuils caractéristiques (90 % fractile) pour le coefficient de diffusion des ions chlorure D_{rcm} [10^{-12} m^2/s]	
	50 ans	100 ans
XS1	33	18
XS2	33	18
XS3	17	10
XD1	46	18
XD2	33	18
XD3	17	10

10.3. Présentation des ERC (*Exposure Resistance Classes* – Classes de résistance à l'exposition)

10.3.1. Concept des ERC

Le concept d'ERC, actuellement en cours d'élaboration dans les organismes européens de normalisation, correspond à une approche globale de la durabilité et a plusieurs objectifs :

- introduire pour la durabilité des structures des notions de fiabilité jusque-là réservées au comportement mécanique du béton ;
- traduire les exigences de performance au niveau de la structure en performance à obtenir au niveau matériau ;
- lier les classes de durabilité aux classes d'exposition en utilisant des modèles prédictifs et des retours d'expérience sur ouvrage, aux épaisseurs d'enrobage et à la durée de vie de la structure (50 ou 100 ans) ;
- intégrer la variabilité des propriétés de durabilité du béton ;
- définir les modes de fonctionnement pertinents pour la carbonatation et la migration des ions chlorure ;
- mettre en place l'approche performantielle de la durabilité comme une alternative à l'obligation de moyens pour spécifier une formulation de béton.

Pour toutes les structures en béton, le contrôle de la durabilité nécessite d'être en mesure d'établir des liens entre une durée de vie, l'environnement dans lequel la structure se trouvera et les caractéristiques de la structure. Les Eurocodes prévoient ainsi des règles pour le dimensionnement de l'enrobage du béton. La norme EN 206 est chargée de spécifier les caractéristiques du béton à utiliser. Les normes EN 13670 et EN 13369 concernent la mise en œuvre du béton et la construction de parties de la structure, qu'elles soient fabriquées avec du béton coulé sur site ou dans une usine de préfabrication.

Dans le système actuel, la relation entre la durée de vie, la classe d'exposition de la structure, l'enrobage d'armature et les caractéristiques du béton est principalement basée sur la résistance à la compression. Le concept ERC vise à mieux prendre en compte les mécanismes de

durabilité et s'appuie sur des propriétés beaucoup plus déterminantes pour le vieillissement du béton : la vitesse de carbonatation et de migration des ions chlorure pour les milieux marins (Figure 3.135).

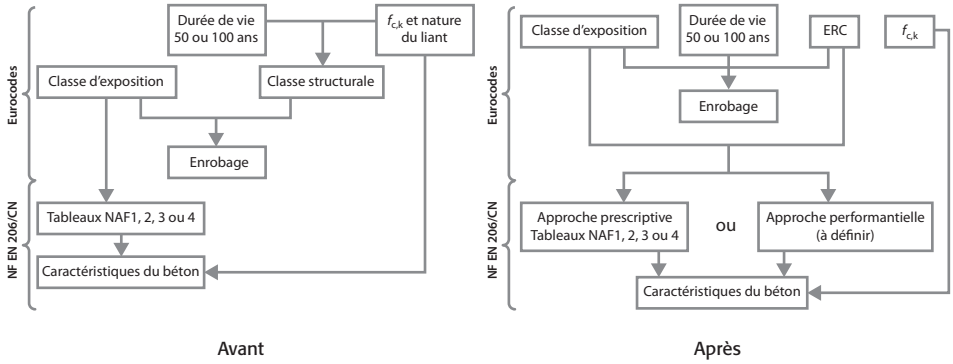


Figure 3.135 – Illustration du concept des ERC.

10.3.2. Avantages généraux

Le concept des ERC est innovant par la mise en place, pour aujourd'hui et pour l'avenir, d'un nouveau processus d'approche de la durabilité du béton dans les commissions normatives. La principale contribution du concept d'ERC est de créer, par cette méthodologie et pour la première fois dans le secteur du béton, un lien cohérent entre :

- ***retours d'expérience comme information***, comme c'est traditionnellement le cas dans le travail normatif ;
- ***valeurs limites pour la définition des mélanges de béton*** en tenant compte de deux options : approche prescriptive ou approche basée sur les performances ;
- ***modélisation des propriétés de durabilité du béton***, en particulier des risques de corrosion dus à la carbonatation et à la migration des ions chlorure.

Ce dernier point, l'introduction de la modélisation dans les discussions entre experts, constitue une nouvelle étape déterminante et prend en compte les résultats des travaux scientifiques menés au cours des dernières décennies, pour les combiner avec des études approfondies sur le terrain et expérience pratique.

Auparavant, les valeurs limites pour la définition des mélanges de béton étaient basées uniquement sur la prise en compte de données issues des retours d'expérience et des études expérimentales en laboratoire. Les états limites des mécanismes de durabilité ont été considérés implicitement sans définition précise. Maintenant, en raison de l'utilisation de la modélisation pour déterminer les classes ERC, les états limites seront définis explicitement et précisément. Ce point a été abordé et développé en particulier dans les définitions de l'ERC pour l'exposition à la carbonatation et aux ions chlorure.

L'introduction du concept ERC conduit également à une prise en compte plus exhaustive des questions probabilistes et statistiques des propriétés et des mécanismes de durabilité du béton. À l'image des propriétés mécaniques, les valeurs limites de durabilité du béton seront déterminées en tenant compte de leur variabilité et en se référant à un fractile et pas seulement à une valeur moyenne.

En considérant la modélisation et son étalonnage nécessaire basé sur les retours d'expérience, le concept ERC conduit à une meilleure compréhension et prise en compte des mécanismes de durabilité. Ainsi, la contribution de l'ERC n'est pas seulement une question de mise en œuvre de l'approche performantielle, mais conduit également à une approche prescriptive beaucoup plus précise et fidèle des propriétés réelles du béton.

Souvent négligés dans la littérature scientifique, les procédés industriels ont néanmoins une grande influence sur les propriétés finales du matériau, notamment les propriétés mécaniques, la durabilité, les aspects esthétiques ou encore l'impact environnemental et en particulier les émissions de CO_2.

La performance finale du béton dépend certes des caractéristiques et des proportions des constituants, mais aussi des spécificités du procédé industriel : malaxeur, système de mise en œuvre du béton, équipement de compactage, traitement thermique, durcissement, qui constituent autant de variables possibles dans le processus industriel.

En particulier, les questions suivantes qui caractérisent les process industriels sont des points clés:

- la compacité élevée du béton due à un vibrocompactage efficace pour la mise en œuvre du béton ;
- la faible variabilité des caractéristiques du béton en raison du transport qui est limité à l'installation ;
- le contrôle efficace du positionnement de l'armature et le contrôle des conditions de durcissement du béton.

En se concentrant davantage sur les mécanismes physico-chimiques qui sont des facteurs clés pour la durabilité des structures et la performance réelle du béton à l'échelle de la structure et en introduisant les questions probabilistes et statistiques, le concept ERC permettra de mieux intégrer la contribution des processus industriels en complément du volet matériau.

10.3.3. Contribution du PN PerfDuB au concept ERC

La contribution du PN PerfDuB au concept ERC porte sur plusieurs questions et en particulier :

- la façon de modéliser la durée de vie lorsque la structure en béton est exposée à la carbonatation ou à la migration des ions chlorure ;
- la détermination de l'enrobage du béton ;
- la définition des valeurs seuils pour chaque ERC ;
- les données statistiques afin de déterminer par exemple l'écart-type à utiliser ;
- la prise en compte du calcul du facteur de vieillissement lors de l'utilisation d'additions minérales cimentaires.

11. Conclusion

Le Projet National PerfDuB a mené une vaste campagne d'essais sur 42 formulations de bétons représentatifs de l'expérience et de la pratique françaises. Ces bétons ont été étudiés et caractérisés en utilisant des modes opératoires optimisés et perfectionnés pour la mesure des propriétés de durabilité.

Les investigations menées montrent la corrélation, ou bien l'absence de corrélation tout aussi utile pour les analyses, entre les propriétés de durabilité entre elles ainsi qu'entre les propriétés de durabilité et les paramètres de composition des bétons.

Des valeurs seuils sont proposées par le Projet National PerfDuB pour les propriétés de durabilité et ces dernières ont servi de base à l'élaboration du projet de FD P18-480, la référence française relative à l'approche performantielle dans le domaine de la NF EN 206/CN. Ces valeurs seuils sont basées sur trois méthodologies :

- la cartographie et consolidation des résultats des propriétés mesurées pour les 42 bétons présentés dans le présent rapport ;
- la modélisation de la durée de vie développée dans le projet ANR MODEVIE et complétée par les travaux du PN PerfDuB ;
- les données issues de l'expérience terrain sur des ouvrages anciens.

La création d'une base de données aussi importante et représentative que celle réalisée dans le cadre du projet national PerfDuB constitue un outil indispensable pour élaborer une méthodologie cherchant à déterminer les seuils qui sont indispensables à l'utilisation d'une approche performantielle. La fabrication, la caractérisation complète puis l'analyse des résultats des 42 bétons contribuent à déterminer des valeurs seuils robustes pour chaque indicateur de durabilité. Ces résultats combinés à ceux issus de la modélisation et au retour d'expérience des ouvrages anciens sont à la base de la mise en œuvre de l'approche performantielle dans la norme NF EN 206/CN.

Cette base de données apporte une contribution majeure à la filière béton tant au niveau français qu'au niveau européen dans le cadre de l'insertion des ERC *« Exposure Resistance Classes »* dans le contexte normatif. Elle servira également de base pour l'élaboration des annexes françaises de la future révision de la norme européenne EN 206.

Références

[Aït-Mokhtar *et al.*, 2013] Aït-Mokhtar A. *et al.* (2013), « Experimental investigation of the variability of concrete durability properties », *Cement and Concrete Research*, Elsevier, vol.45, n°1, p.21–36 (APPLET project).

[Andrade *et al.*, 2014] Andrade C., d'Andrea R. & Rebolledo N. (2014), « Chloride ion penetration in concrete: The reaction factor in the electrical resistivity model », *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, vol.47, p.41–46.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 2013] Baroghel-Bouny V., Dierkens M., Wang X., Soive A., Saillio M., Thiery M. & Thauvin B. (2013), « Ageing and durability of concrete in lab and in field conditions: investigation of chloride penetration », *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*, Taylor & Francis, vol.2, n°2, p.67–110.

[Bisschop et van Mier, 2002] Bisschop J. & van Mier J.G.M. (2002), « How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy? », *Cem. Concr. Res.*, vol.32, n°2, p.279–287.

[Boumaaza, 2020] Boumaaza M. (2020), « Experimental investigation of gas diffusivity and CO_2-binding capacity of cementitous materials », thèse, Université de La Rochelle.

[Boumaaza *et al.*, 2020] Boumaaza M., Huet B., Turcry P. & Aït-Mokhtar A. (2020), « The CO_2-binding capacity of synthetic anhydrous and hydrates: Validation of a test method based on the instantaneous reaction rate », *Cem. Concr. Res.*, vol.135, p.106113.

[Denis *et al.*, 2018] Denis P.-E., Linger L., Aït Alaïwa A., Ben Attaya S., Hoarau G., Caro J. & Cussigh F. (2018), « Use of resistivity as a routine concrete quality control tool. Outcomes of records gathered during 2-year for the New Coastal Road on Reunion Island (France) offshore viaduct », *fib* 5th Congress, 2018, Melbourne.

[Dutzer *et al.*, 2018] Dutzer V., Dridi W., Poyet S., Le Bescop P. & Bourbon X. (2019), « The link between gas diffusion and carbonation in hardened cement pastes », *Cem. Concr. Res.*, vol.123, p.105795.

[Gendron, 2019] Gendron F. (2019), « Carbonatation des matériaux cimentaires : étude de la diffusion du CO_2 », thèse de doctorat en Génie civil, Université de La Rochelle.

[Kangni-Foli *et al.*, 2021] Kangni-Foli E., Poyet S., Le Bescop P., Charpentier T., Bernachy-Barbé F., Dauzères A., L'Hôpital E. & d'Espinose de Lacaillerie J.-B. (2021), « Carbonation of model cement pastes: The mineralogical origin of microstructural changes and shrinkage », *Cem. Concr. Res.*, vol.144, p.106446.

[Leemann et Moro, 2017] Leemann A. & Moro F. (2017), « Carbonation of concrete: the role of CO_2 concentration, relative humidity and CO_2 buffer capacity », *Materials and Structures*, Springer, vol.50, n°1, 30 (14 p.).

[Linger *et al.*, 2018] Linger L., Carcassès M., Cassagnabère F., Cussigh F., Rougeau P., Mai-Nhu J. & Denis P.E. (2018), « Influence of aggregates porosity on concrete overall durability – Outcomes of investigations carried out for the New Coastal Road on La Reunion Island major project » in Hordijk D.A. & Luković M. (dir.), *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Proceedings of the 2017 *fib* Symposium, Springer.

[Liu *et al.*, 2015] Liu Y., Presuel-Moreno F.J. & Paredes M.A. (2015), « Determination of chloride diffusion coefficients in concrete by electrical resistivity method », *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute (ACI), vol.112, n°5, p.631–340.

[Ollivier *et al.*, 1995] Ollivier J.P., Maso J.C. & Bourdette B. (1995), « Interfacial transition zone in concrete », *Advanced Cement Based Materials*, Elsevier, vol.2, n°1, p.30–38.

[Papadakis *et al.*, 1989] Papadakis V.G., Vayenas C.G. & Fardis M.N. (1989), « A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation », *AIChE Journal*, American Institute of Chemical Engineers, vol.35, n°10, p.1639–1650.

[Papadakis *et al.*, 1991] Papadakis V.G., Vayenas C.G. & Fardis M.N. (1991), « Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation », *ACI Materials Journal*, vol.88, n°4, p.363–373.

[Rozière, 2007] Rozière E. (2007), « Étude de la durabilité des bétons par une approche performantielle », thèse de doctorat en Génie civil, École Centrale de Nantes.

[Rozière *et al.*, 2009] Rozière E., Loukili A. & Cussigh F. (2009), « A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation », *Construction and Building Materials*, Elsevier, vol.23, n°1, p.190–199.

[Samouh *et al.*, 2017] Samouh H., Rozière E. & Loukili A. (2017), « The differential drying shrinkage effect on the concrete surface damage: Experimental and numerical study », *Cem. Concr. Res.*, vol.102, p.212–224.

[Scrivener *et al.*, 2004] Scrivener K.L., Crumbie A. & Laugesen P. (2004), « The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete », *Interface Science*, Springer, vol.12, n°4, p.411–421.

[Steiner *et al.*, 2020] Steiner S., Lothenbach B., Proske T., Borgschulte A. & Winnefeld F. (2020), « Effect of relative humidity on the carbonation rate of portlandite, calcium silicate hydrates and ettringite », *Cem. Concr. Res.*, vol.135, p.106116.

[Thiery, 2005] Thiery M. (2005), « Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques », thèse de doctorat en Matériaux et structures, ENPC.

[Torrent, 1992] Torrent R.J. (1992), « A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site », *Materials and Structures*, vol.25, p.358–365.

[Younsi *et al.*, 2011] Younsi A., Turcry P., Rozière E., Aït-Mokhtar A. & Loukili A. (2011), « Performance-based design and carbonation of concrete with high fly ash content », *Cem. Concr. Comp.*, vol.33, n°10, p.993–1000.

ANNEXE A

Composition des 42 bétons (section 3)

Nom du béton		1_CEM I_ 0,5_43	2_CEM I_V30_0,52_33	3_CEM II/A-LL_0,6_41
Ciment	Nature	CEM I	CEM I	CEM II/A-LL
	Quantité	280	223	280
Addition	Nature	–	Cendres volantes	–
	Quantité	–	95	–
Sable (0/4)	Nature [1]	S2	S2	S2
	Quantité	830	782	894
Gravillon 1	Nature [1]	G2 (6/20)	G2 (6/20)	G2 (6/20)
	Quantité	906	946	914
Gravillon 2	Nature [1]	–	–	–
	Quantité	–	–	–
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	4,6	2,2	1,8
Adjuvant 2	Nature	–	–	–
	Quantité	–	–	–
Eau efficace [l]		166	165	167
Rapport E_{eff}/C		0,59	0,74	0,60
Rapport E_{eff}/L		0,59	0,52	0,60
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2322	2270	2306
Air occlus [%]		1,3	1,9	1,0
Classe de résistance mécanique [2]		C35/45	C25/30	C30/37

Commentaires [1] et [2], voir p.483.

Nom du béton		4_CEM III/A_ 0,53_37	5_CEM I_S60_0,58_26	6_CEM I_L30_0,46_34	7_CEM I_L41_0,39_42 (3)
Ciment	Nature	CEM III/A	CEM I	CEM I	CEM I
	Quantité	280	119	253	270
Addition	Nature	–	Laitier de haut fourneau	Addition calcaire	Addition calcaire
	Quantité	–	179	108	190
Sable (0/4)	Nature (1)	S2	S2	S2	S2
	Quantité	832	798	820	831
Gravillon 1	Nature (1)	G2 (6/20)	G2 (6/20)	G2 (6/20)	G2 (6/20)
	Quantité	908	940	891	761
Gravillon 2	Nature (1)	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	2,1	1,0	1,8	6,5
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	Collaxim XR
	Quantité	–	–	–	1,61
Eau efficace [l]		175	172	167	181
Rapport E_{eff}/C		0,63	1,45	0,66	0,67
Rapport E_{eff}/L		0,63	0,58	0,46	0,39
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2312	2125	2284	2312
Air occlus [%]		1,4	1,5	2,4	1,5
Classe de résistance mécanique (2)		C30/37	C20/25	C25/30	C35/45

Commentaires (1), (2) et (3), voir p.483.

Nom du béton		8_CEM II/A-LL_V30_0,53_31	9_CEM II/A-LL_S45_0,57_31	10_CEM II/A-LL_0,61_32	11_CEM II/A-LL_0,54_50
Ciment	Nature	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL
	Quantité	223	161	280	335
Addition	Nature	Cendres volantes	Laitier de haut fourneau	–	–
	Quantité	95	132	–	–
Sable (0/4)	Nature (1)	S2	S2	S2	S1
	Quantité	836	869	897	832
Gravillon 1	Nature (1)	G2 (6/20)	G2 (6/20)	G2bis (6/12)	G1 (4/11)
	Quantité	895	904	904	402
Gravillon 2	Nature (1)	–	–	–	G1 (11/22)
	Quantité	–	–	–	626
Adjuvant 1	Nature	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	3,0	1,8	2,9	2,6
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		168	167	170	182
Rapport E_{eff}/C		0,75	1,04	0,61	0,54
Rapport E_{eff}/L		0,53	0,57	0,61	0,54
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2302	2280	2324	2370
Air occlus [%]		1,3	1,8	1,5	1,3
Classe de résistance mécanique (2)		C25/30	C25/30	C25/30	C40/50

Commentaires (1) et (2), voir p.483.

Nom du béton		12_CEM I_S60_0,55_46	13_CEM I_L30_0,42_39	14_CEM I_0,55_38	15_CEM I_0,48_58
Ciment	Nature	CEM I	CEM I	CEM I	CEM I
	Quantité	140	298	330	362
Addition	Nature	Laitier de haut fourneau	Addition calcaire	–	–
	Quantité	211	128	–	–
Sable (0/4)	Nature (1)	S1	S1	S1	S1
	Quantité	806	776	820	832
Gravillon 1	Nature (1)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)
	Quantité	300	289	305	408
Gravillon 2	Nature (1)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)
	Quantité	673	648	685	625
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	6,2	3,0	2,1	2,8
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		192	181	180	174
Rapport E_{eff}/C		1,37	0,61	0,55	0,48
Rapport E_{eff}/L		0,55	0,42	0,55	0,48
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		NM (4)	NM (4)	NM (4)	2410
Air occlus [%]		NM (4)	NM (4)	NM (4)	1,4
Classe de résistance mécanique (2)		C35/45	C30/37	C30/37	C50/60

Commentaires (1), (2) et (4), voir p.483.

Nom du béton		16_CEM II/A-S_0,5_51	17_CEM III/A_0,5_47	18_CEM I_V37_0,53_56	19_CEM II/A-S_0,5_60
Ciment	Nature	CEM II/A-S	CEM III/A	CEM I	CEM II/A-S
	Quantité	350	350	208	347
Addition	Nature	–	–	Cendres volantes	–
	Quantité	–	–	120	–
Sable (0/4)	Nature (1)	S1	S1	S1	S3
	Quantité	804	815	781	847
Gravillon 1	Nature (1)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G3 (4/12)
	Quantité	395	303	378	358
Gravillon 2	Nature (1)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G3 (12/20)
	Quantité	604	680	590	678
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau
	Quantité	3,1	3,0	3,5	0,8
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		176	175	174	174
Rapport E_{eff}/C		0,50	0,50	0,84	0,50
Rapport E_{eff}/L		0,50	0,50	0,53	0,50
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2340	2363	2340	2415
Air occlus [%]		2,4	1,8	1,5	1,1
Classe de résistance mécanique (2)		C40/50	C35/45	C45/55	C50/60

Commentaires (1) et (2), voir p.483.

Nom du béton		20_CEM II/A-S_0,5_59	21_CEM I_L30_0,39_57	22_CEM II/A-LL_0,49_53	23_CEM II/A-S_0,49_46
Ciment	Nature	CEM II/A-S	CEM I	CEM II/A-LL	CEM II/A-S
	Quantité	346	316	357	350
Addition	Nature	–	Addition calcaire	–	–
	Quantité	–	135	–	–
Sable (0/4)	Nature (1)	S4	S1	S1	S2
	Quantité	763	774	820	810
Gravillon 1	Nature (1)	G4 (4/10)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G2 (6/20)
	Quantité	208	288	403	907
Gravillon 2	Nature (1)	G4 (10/20)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	–
	Quantité	763	646	617	–
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	1,8	3,0	3,6	2,3
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		174	175	175	173
Rapport E_{eff}/C		0,50	0,55	0,49	0,49
Rapport E_{eff}/L		0,50	0,39	0,49	0,49
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2326	2351	2390	2246
Air occlus [%]		2,0	2,0	1,0	1,2
Classe de résistance mécanique (2)		C45/55	C45/55	C45/55	C35/45

Commentaires (1) et (2), voir p.483.

Nom du béton		24_CEM II/A-S_0,5_44	25_CEM I_0,5_39	26_CEM I_0,45_39	27_CEM I_S50_0,43_68
Ciment	Nature	CEM II/A-S	CEM I	CEM I	CEM I
	Quantité	342	350	386	189
Addition	Nature	–	–	–	Laitier de haut fourneau
	Quantité	–	–	–	189
Sable (0/4)	Nature [1]	S5	S1	S1	S1
	Quantité	786	791	789	820
Gravillon 1	Nature [1]	G5 (4/14)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)
	Quantité	379	381	376	305
Gravillon 2	Nature [1]	G5 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)
	Quantité	642	576	561	685
Adjuvant 1	Nature	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	0,7	3,5	2,8	2,7
Adjuvant 2	Nature	–	Entraîneur d'air	Entraîneur d'air	–
	Quantité	–	0,84	1,38	–
Eau efficace [l]		172	174	174	162
Rapport E_{eff}/C		0,50	0,50	0,45	0,86
Rapport E_{eff}/L		0,50	0,50	0,45	0,43
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2330	2260	2260	NM [4]
Air occlus [%]		2,3	5,6	6,8	NM [4]
Classe de résistance mécanique [2]		C35/45	C40/50	C35/45	C55/67

Commentaires [1], [2] et [4], voir p.483.

Nom du béton		28_CEM I_0,45_66	29_CEM I_S60_0,42_70	30_CEM I_V30_0,35_64	31_CEM III/A_0,4_67
Ciment	Nature	CEM I	CEM I	CEM I	CEM III/A
	Quantité	363	154	302	380
Addition	Nature	–	Laitier de haut fourneau	Cendres volantes	–
	Quantité	–	232	130	–
Sable (0/4)	Nature (1)	S1	S1	S1	S1
	Quantité	832	812	796	830
Gravillon 1	Nature (1)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)
	Quantité	409	399	296	309
Gravillon 2	Nature (1)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)
	Quantité	626	611	665	696
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	5,5	4,5	8,1	2,9
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		162	164	152	153
Rapport E_{eff}/C		0,45	1,06	0,50	0,40
Rapport E_{eff}/L		0,45	0,42	0,35	0,40
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2410	2390	NM (4)	NM (4)
Air occlus [%]		1,6	1,3	NM (4)	NM (4)
Classe de résistance mécanique (2)		C55/67	C55/67	C50/60	C55/67

Commentaires (1), (2) et (4), voir p.483.

Nom du béton		32_CEM I_S50_0,33_90	33_CEM III/A_0,45_52	34_CEM III/A_0,45_59	35_CEM V/A (S-V)_0,45_66
Ciment	Nature	CEM I	CEM III/A	CEM III/A	CEM V/A (S-V)
	Quantité	200	370	371	381
Addition	Nature	Laitier de haut fourneau	–	–	–
	Quantité	200	–	–	–
Sable (0/4)	Nature (1)	S1	S1	S1	S1
	Quantité	845	817	815	808
Gravillon 1	Nature (1)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)	G1 (4/11)
	Quantité	314	304	303	396
Gravillon 2	Nature (1)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)	G1 (11/22)
	Quantité	706	682	680	607
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	6,2	4,0	4,5	5,5
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		133	168	168	170
Rapport E_{eff}/C		0,67	0,45	0,45	0,45
Rapport E_{eff}/L		0,33	0,45	0,45	0,45
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		NM (4)	2363	2351	2385
Air occlus [%]		NM (4)	1,5	1,2	1,1
Classe de résistance mécanique (2)		C70/85	C40/50	C45/55	C50/60

Commentaires (1), (2) et (4), voir p.483.

Nom du béton		36_CEM V/A (S-V)_0,45_49	37_CEM V/A (S-V)_0,45_56	38_CEM I_D8_0,38_94	39_CEM I_M20_0,43_62
Ciment	Nature	CEM V/A (S-V)	CEM V/A (S-V)	CEM I	CEM I
	Quantité	369	369	357	304
Addition	Nature	–	–	Fumée de silice	Métakaolin
	Quantité	–	–	30	76
Sable (0/4)	Nature (1)	S4	S3	S1	S2
	Quantité	746	826	858	786
Gravillon 1	Nature (1)	G4 (4/10)	G3 (4/12)	G1 (4/11)	G2 (6/20)
	Quantité	208	375	319	916
Gravillon 2	Nature (1)	G4 (10/20)	G3 (12/20)	G1 (11/22)	–
	Quantité	780	676	720	–
Adjuvant 1	Nature	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau	Superplastifiant/Haut réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	1,2	1,0	8,5	5,5
Adjuvant 2	Nature	–	–	–	–
	Quantité	–	–	–	–
Eau efficace [l]		166	166	148	163
Rapport E_{eff}/C		0,45	0,45	0,41	0,54
Rapport E_{eff}/L		0,45	0,45	0,38	0,43
Masse volumique à l'état frais [kg/m³]		2340	2424	2450	2270
Air occlus [%]		0,8	1,0	1,5	2,5
Classe de résistance mécanique (2)		C40/50	C45/55	C70/85	C50/60

Commentaires (1) et (2), voir p.483.

Nom du béton		39b_CEM I_M20_0,42_66	40_CEM I_Qz30_0,49_28	41_CEM I_M20_0,35_93
Ciment	Nature	CEM I	CEM I	CEM I
	Quantité	304	253	302
Addition	Nature	Métakaolin	Addition siliceuse	Métakaolin
	Quantité	76	108	76
Sable (0/4)	Nature (1)	S2	S2	S1
	Quantité	791	789	793
Gravillon 1	Nature (1)	G2 (6/20)	G2 (6/20)	G1 (4/11)
	Quantité	921	897	550
Gravillon 2	Nature (1)	–	–	G1 (11/22)
	Quantité	–	–	540
Adjuvant 1	Nature	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau	Plastifiant/Réducteur d'eau
	Quantité	5,5	2,2	18,9
Adjuvant 2	Nature	–	–	–
	Quantité	–	–	–
Eau efficace [l]		161	176	132
Rapport E_{eff}/C		0,53	0,70	0,44
Rapport E_{eff}/L		0,42	0,49	0,35
Masse volumique à l'état frais [kg/m^3]		2303	2202	2426
Air occlus [%]		1,9	5,9	1,3
Classe de résistance mécanique (2)		C55/67	C20/25	C70/85

Commentaires

(1) Les granulats S1/G1 sont des granulats alluvionnaires semi-concassés (absorption d'eau de l'ordre de 1 %).
Les granulats S2/G2/G2bis sont des granulats alluvionnaires silico-calcaires roulés (absorption d'eau supérieure à 2,5 %).
Les granulats S3/G3 sont des granulats calcaires concassés (absorption d'eau de l'ordre de 0,5 %).
Les granulats S4/G4 sont des granulats calcaires concassés (absorption d'eau de l'ordre de 4 %).
Le sable S5 est un granulat marin roulé (absorption d'eau de l'ordre de 0,8 %).
Les gravillons G5 sont des gravillons de gneiss concassés (absorption d'eau de l'ordre de 0,5 %).

(2) La classe de résistance mécanique est calculée en prenant en compte la valeur mesurée après 28 jours de cure humide et en considérant un coefficient de variation de 10 % et un coefficient k égal à 1,48.

(3) Le béton 7 est un BAP (étalement mesuré à 5 min égal à 610 mm).

(4) NM : non mesuré

– La nomenclature des bétons est explicitée à la section 4.

– Les affaissements mesurés après 5 min sont de 200 ±10 mm, excepté pour le BAP (béton n°7).

– Les quantités de ciment, d'addition, de sable, de gravillons et d'adjuvants sont données en kg/m^3.

ANNEXE B

Données supplémentaires sur l'étude de variabilité (section 9)

B.1 Annexe paragraphe 9.2

B.1.1 Étude paramétrique laboratoire/Coefficient d'absorption capillaire (sur éprouvettes)

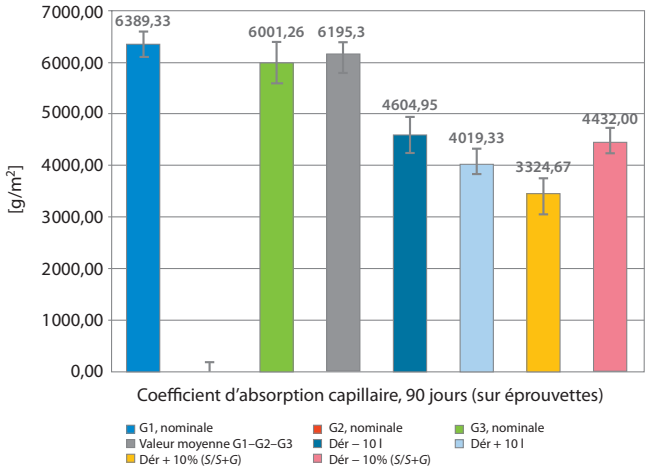


Figure 3.B1.1 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – étude paramétrique en laboratoire.

B.1.2 Étude paramétrique laboratoire/Carbonatation (sur éprouvettes)

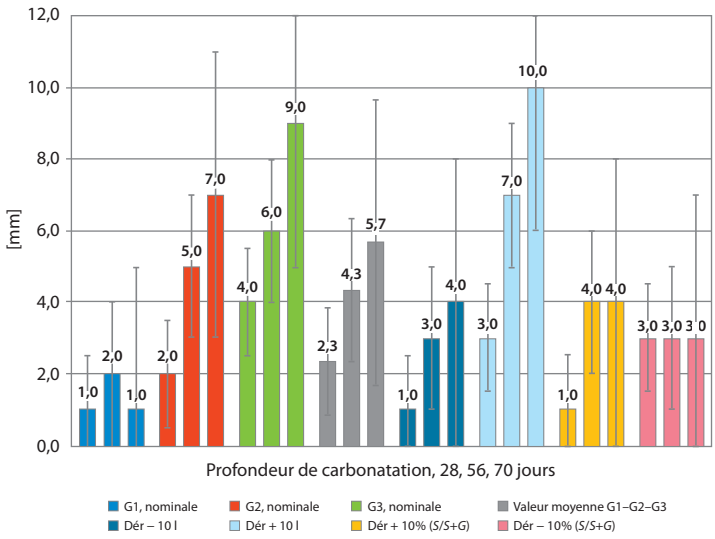


Figure 3.B1.2 – Profondeur de carbonatation C30/37 béton prêt à l'emploi – étude paramétrique en laboratoire.

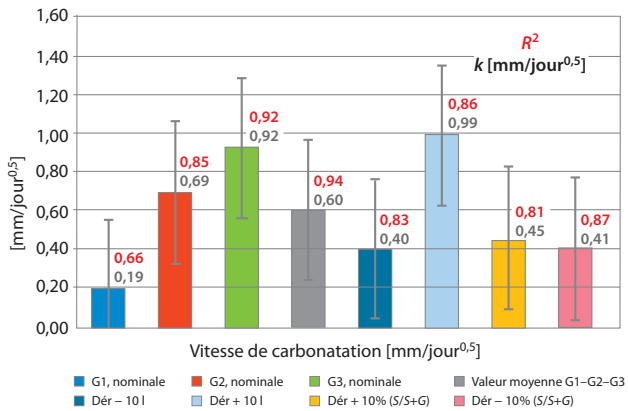


Figure 3.B1.3 – Vitesse de carbonatation C30/37 béton prêt à l'emploi – étude paramétrique en laboratoire.

B.1.3 Étude paramétrique laboratoire/Coefficient de migration des ions chlorure (sur éprouvettes)

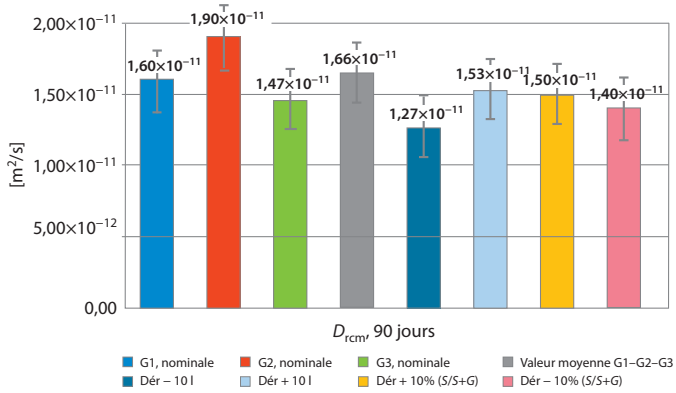


Figure 3.B1.4 – D_{rcm} C30/37 béton prêt à l'emploi – étude paramétrique en laboratoire.

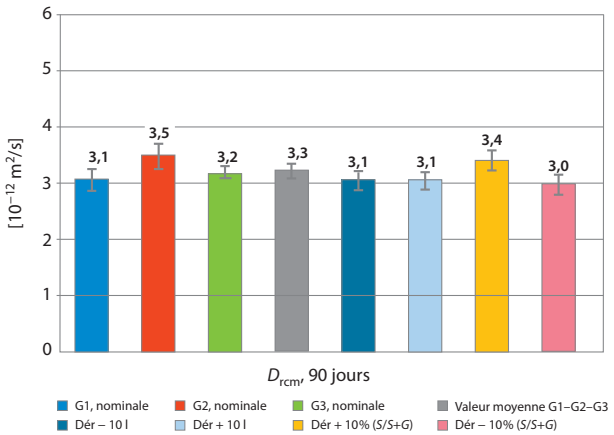


Figure 3.B1.5 – D_{rcm} C40/50 viaduc La Réunion – étude paramétrique en laboratoire.

B.1.4 Étude paramétrique laboratoire/Résistivité (sur éprouvettes)

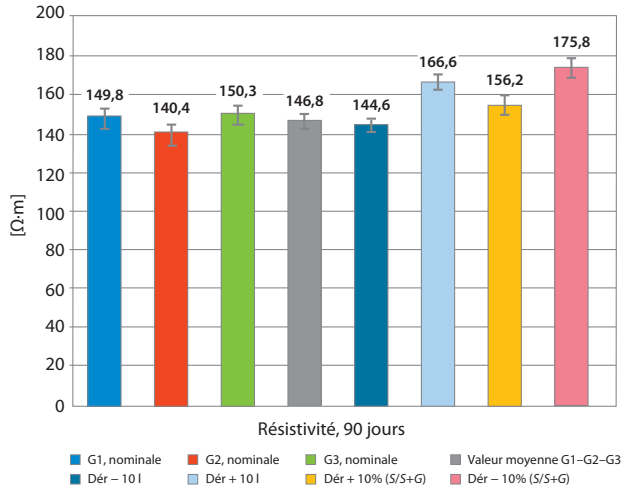


Figure 3.B1.6 – Résistivité C40/50 viaduc La Réunion – étude paramétrique en laboratoire.

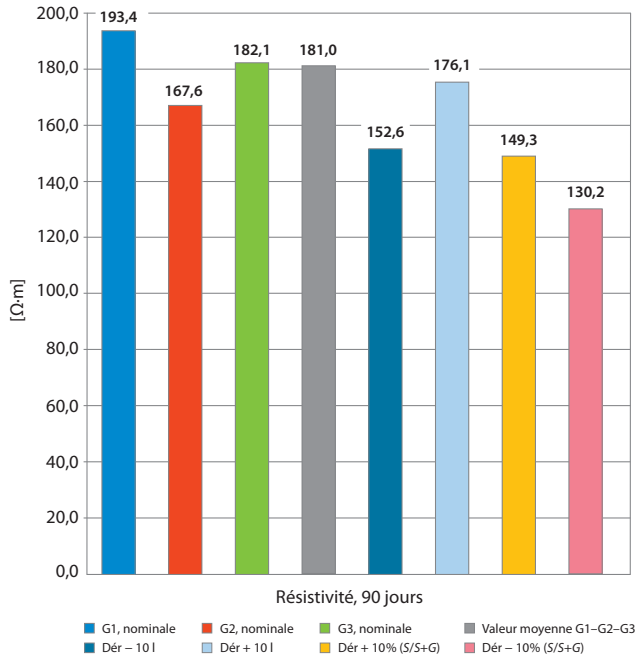


Figure 3.B1.7 – Résistivité C45/55 viaduc La Réunion – étude paramétrique en laboratoire.

B.1.5 Étude paramétrique laboratoire/Perméabilité aux gaz (sur éprouvettes)

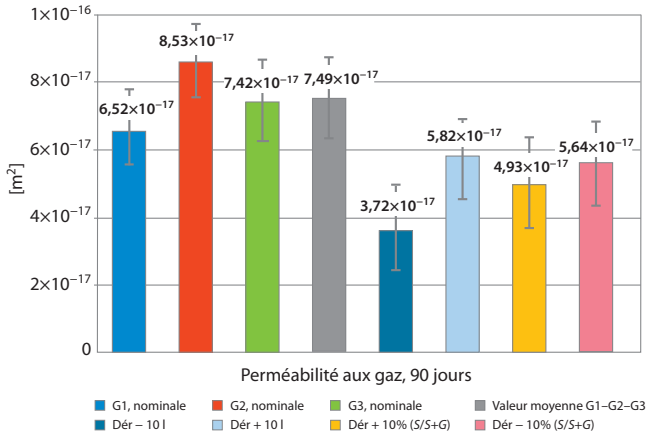


Figure 3.B1.8 – Perméabilité aux gaz C30/37 béton prêt à l'emploi – étude paramétrique en laboratoire.

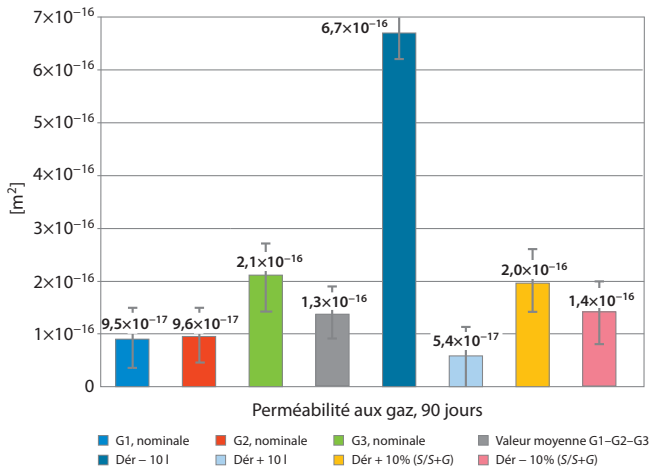


Figure 3.B1.9 – Perméabilité aux gaz C40/50 viaduc La Réunion – étude paramétrique en laboratoire.

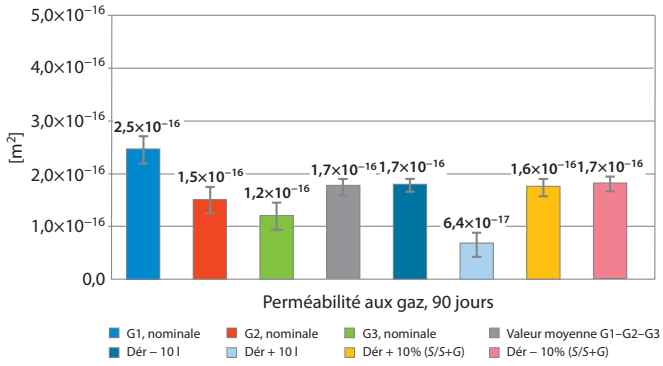


Figure 3.B1.10 – Perméabilité aux gaz C45/55 viaduc La Réunion – étude paramétrique en laboratoire.

B.1.6 Étude paramétrique laboratoire/Perméabilité Torrent (sur éprouvettes)

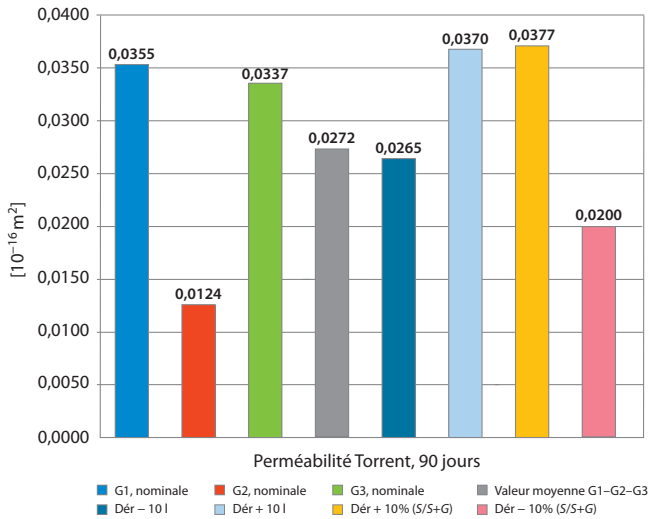


Figure 3.B1.11 – Perméabilité Torrent C30/37 béton prêt à l'emploi – étude paramétrique en laboratoire.

B.2 Annexe paragraphe 9.5.2

B.2.1 Étude de variabilité spatiale/Coefficient d'absorption capillaire

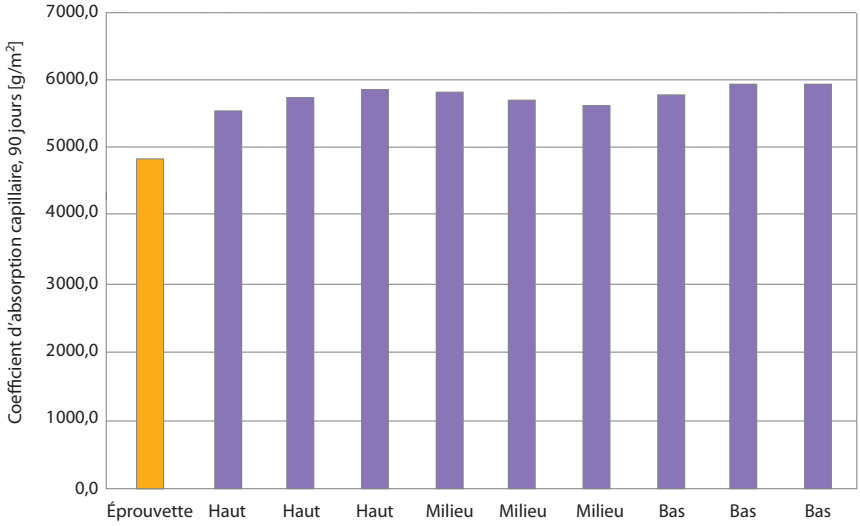


Figure 3.B2.12 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.1 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [g/m²]	Valeur min. [g/m²]	Valeur max. [g/m²]	Nombre de mesures
Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	Haut (carottes)	5 722	5 530	5 890	3
	Milieu (carottes)	5 697	5 577	5 790	3
	Bas (carottes)	5 919	5 881	5 938	3
		Moyenne [g/m²]	Écart-type [g/m²]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	5 779	150	3 %	9
	Prélèvement (éprouvettes)	4 822	–	–	–

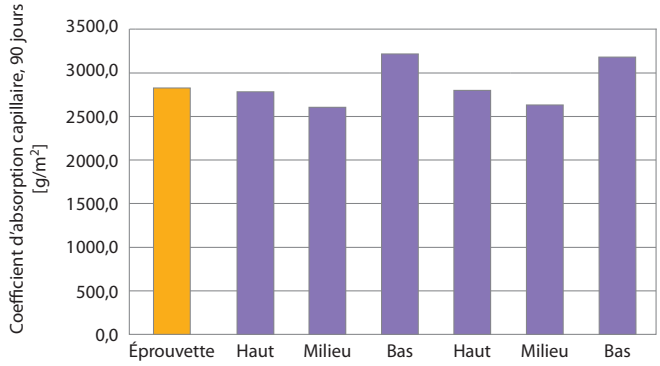


Figure 3.B2.13 – Coefficient d'absorption capillaire C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.2 – Coefficient d'absorption capillaire C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [g/m²]	Valeur min. [g/m²]	Valeur max. [g/m²]	Nombre de mesures
Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	Haut (carottes)	2775	2761	2788	2
	Milieu (carottes)	2620	2616	2623	2
	Bas (carottes)	3221	3199	3242	2
		Moyenne [g/m²]	**Écart-type [g/m²]**	**Coefficient de variation**	**Nombre de mesures**
	Variabilité spatiale (carottes)	2872	280	10 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	2818	79	3 %	3

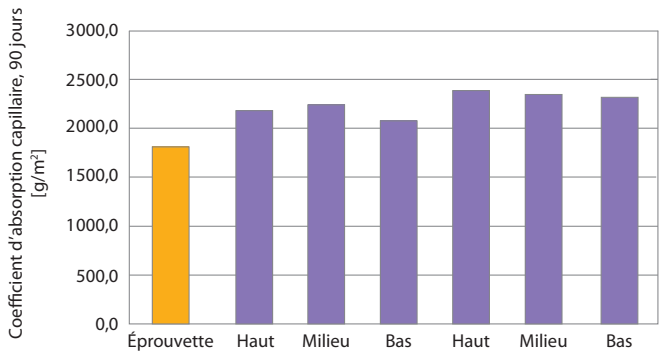


Figure 3.B2.14 – Coefficient d'absorption capillaire C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.3 – Coefficient d'absorption capillaire C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [g/m²]	Valeur min. [g/m²]	Valeur max. [g/m²]	Nombre de mesures
Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	Haut (carottes)	2 292	2 202	2 382	2
	Milieu (carottes)	2 305	2 243	2 367	2
	Bas (carottes)	2 227	2 097	2 357	2
		Moyenne [g/m²]	Écart-type [g/m²]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	2 275	114	5 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	1 815	100	6 %	3

B.2.2 Étude de variabilité spatiale/Coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm}

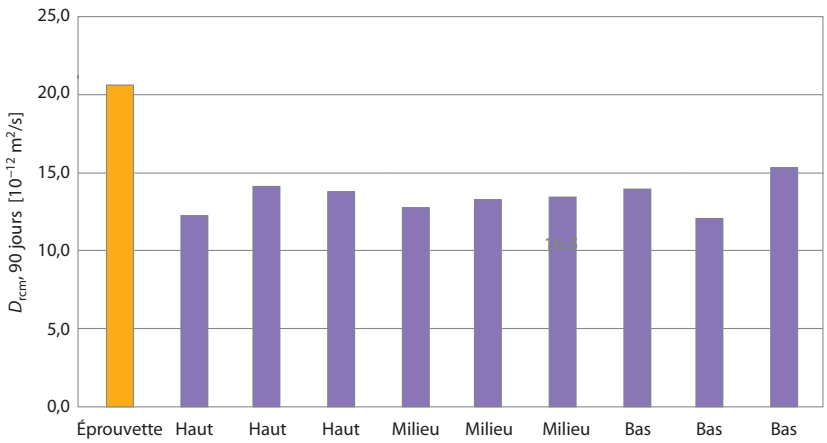


Figure 3.B2.15 – Coefficient de migration des ions chlorure C30/37 prêt à l'emploi – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.4 – Coefficient de migration des ions chlorure C30/37 prêt à l'emploi – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [10^{-12} m²/s]	Valeur min. [10^{-12} m²/s]	Valeur max. [10^{-12} m²/s]	Nombre de mesures
Coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm}, 90 jours	Haut (carottes)	13,5	12,4	14,2	3
	Milieu (carottes)	13,1	12,7	13,3	3
	Bas (carottes)	13,9	12,3	15,4	3
		Moyenne [10^{-12} m²/s]	Écart-type [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	13,5	1,0	7 %	9
	Prélèvement (éprouvettes)	20,7	–	–	–

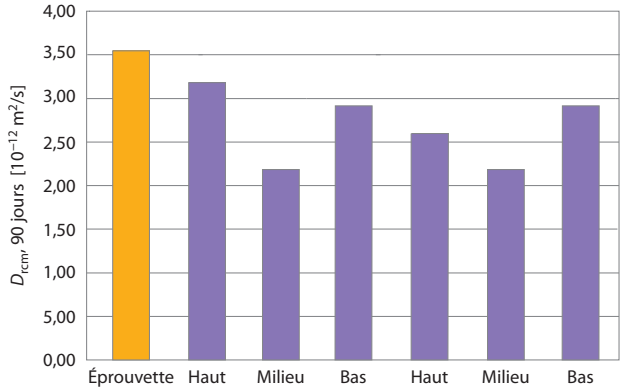


Figure 3.B2.16 – Coefficient de migration des ions chlorure C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.5 – Coefficient de migration des ions chlorure C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [10^{-12} m²/s]	Valeur min. [10^{-12} m²/s]	Valeur max. [10^{-12} m²/s]	Nombre de mesures
Coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm}, 90 jours	Haut (carottes)	2,9	2,6	3,2	2
	Milieu (carottes)	2,2	2,2	2,2	2
	Bas (carottes)	2,9	2,9	2,9	2
		Moyenne [10^{-12} m²/s]	Écart-type [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	2,7	0,4	15 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	3,6	0,4	11 %	3

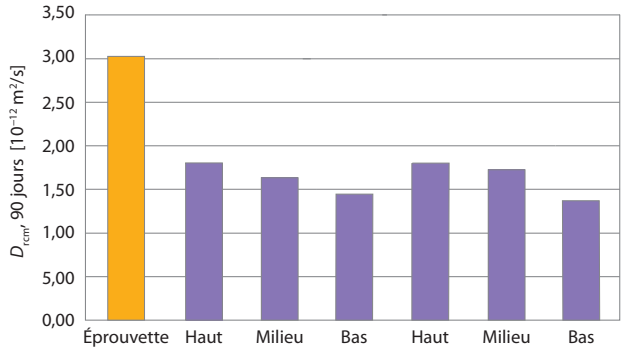


Figure 3.B2.17 – Coefficient de migration des ions chlorure C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.6 – Coefficient de migration des ions chlorure C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [10^{-12} m²/s]	Valeur min. [10^{-12} m²/s]	Valeur max. [10^{-12} m²/s]	Nombre de mesures
Coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm}, 90 jours	Haut (carottes)	1,8	1,8	1,8	2
	Milieu (carottes)	1,7	1,6	1,7	2
	Bas (carottes)	1,4	1,4	1,5	2
		Moyenne [10^{-12} m²/s]	Écart-type [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	1,6	0,2	11 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	3,0	0,2	8 %	3

B.2.3 Étude de variabilité spatiale/Coefficient de perméabilité aux gaz k_{gaz}

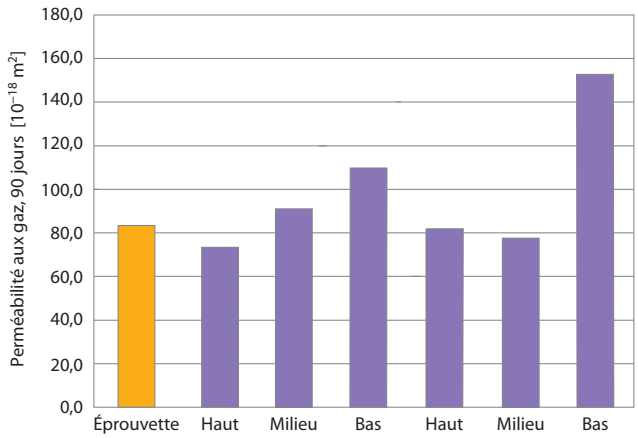


Figure 3.B2.18 – Coefficient de perméabilité aux gaz C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.7 – Coefficient de perméabilité aux gaz C40/50 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [10^{-18} m²]	Valeur min. [10^{-18} m²]	Valeur max. [10^{-18} m²]	Nombre de mesures
Coefficient de perméabilité aux gaz, 90 jours	Haut (carottes)	78	73	82	2
	Milieu (carottes)	84	77	91	2
	Bas (carottes)	132	110	153	2
		Moyenne [10^{-18} m²]	Écart-type [10^{-18} m²]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Variabilité spatiale (carottes)	98	30	31 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	83	27	32 %	3

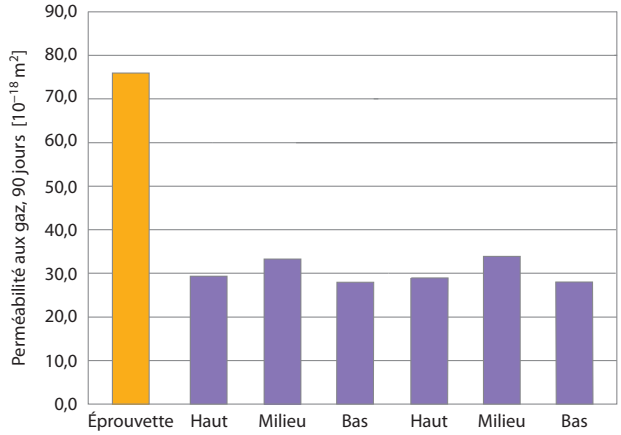


Figure 3.B2.19 – Coefficient de perméabilité aux gaz C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

Tableau 3.B2.8 – Coefficient de perméabilité aux gaz C45/55 viaduc La Réunion – étude de variabilité spatiale.

	Zone	Moyenne [10^{-18} m²]	Valeur min. [10^{-18} m²]	Valeur max. [10^{-18} m²]	Nombre de mesures
Coefficient de perméabilité aux gaz, 90 jours	Haut (carottes)	29	29	29	2
	Milieu (carottes)	34	33	34	2
	Bas (carottes)	29	29	29	2
		Moyenne [10^{-18} m²]	**Écart-type [10^{-18} m²]**	**Coefficient de variation**	**Nombre de mesures**
	Variabilité spatiale (carottes)	31	2	8 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	76	15	19 %	3

B.3 Annexe paragraphe 9.5.3

B.3.1 Étude de l'influence de la cure/Coefficient d'absorption capillaire

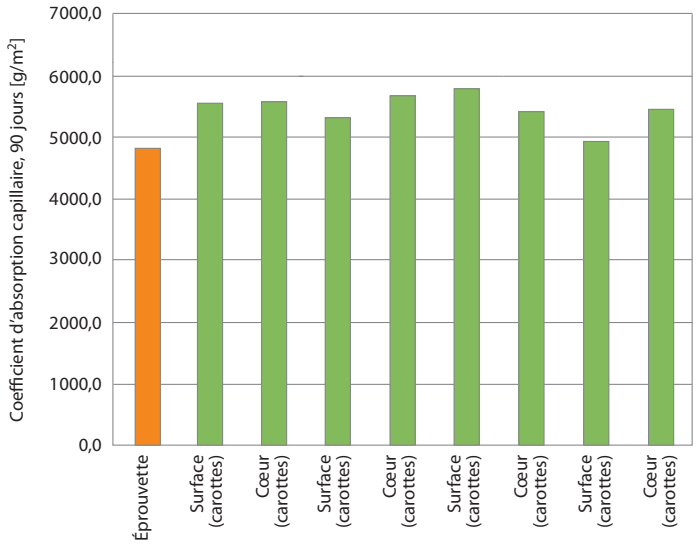


Figure 3.B3.20 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.B3.9 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [g/m²]	Valeur min. [g/m²]	Valeur max. [g/m²]	Nombre de mesures
Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	Surface (carottes)	5 412	4 946	5 816	4
	Cœur (carottes)	5 550	5 452	5 676	4
		Moyenne [g/m²]	Écart-type [g/m²]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	5 481	267	5 %	8
	Prélèvement (éprouvettes)	4 822	–	–	–

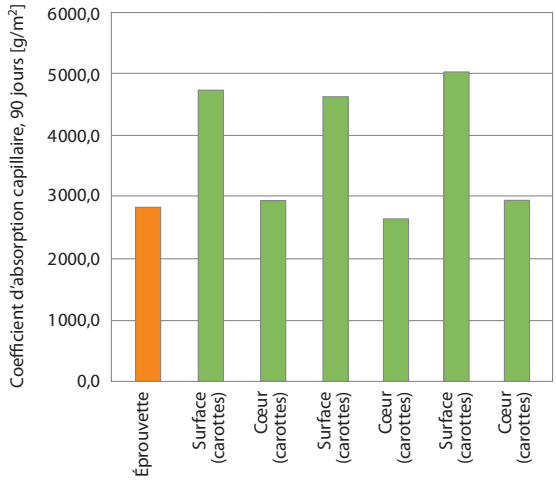


Figure 3.B3.21 – Coefficient d'absorption capillaire C40/50 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.B3.10 – Coefficient d'absorption capillaire C40/50 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [g/m²]	Valeur min. [g/m²]	Valeur max. [g/m²]	Nombre de mesures
Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	Surface (carottes)	4805	4655	5025	3
	Cœur (carottes)	2818	2634	2957	3
		Moyenne [g/m²]	Écart-type [g/m²]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	3811	1100	29 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	2818	79	3 %	3

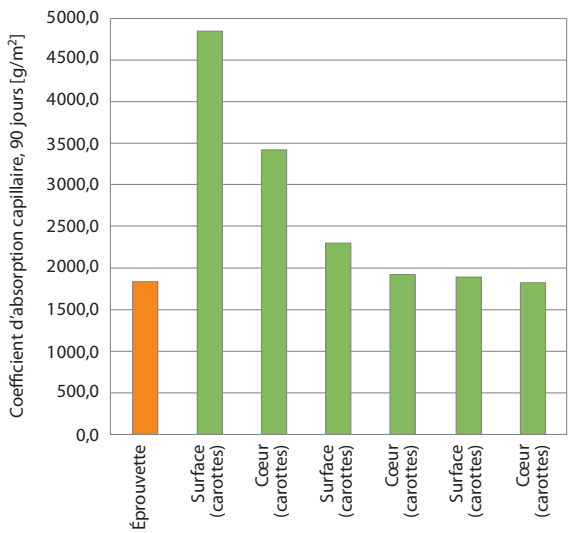


Figure 3.B3.22 – Coefficient d'absorption capillaire C45/55 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.B3.11– Coefficient d'absorption capillaire C45/55 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [g/m²]	Valeur min. [g/m²]	Valeur max. [g/m²]	Nombre de mesures
Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	Surface (carottes)	3010	1918	4814	3
	Cœur (carottes)	2403	1860	3416	3
		Moyenne [g/m²]	Écart-type [g/m²]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	2706	1187	44 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	1815	100	6 %	3

B.3.2 Étude de l'influence de la cure/Coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm}

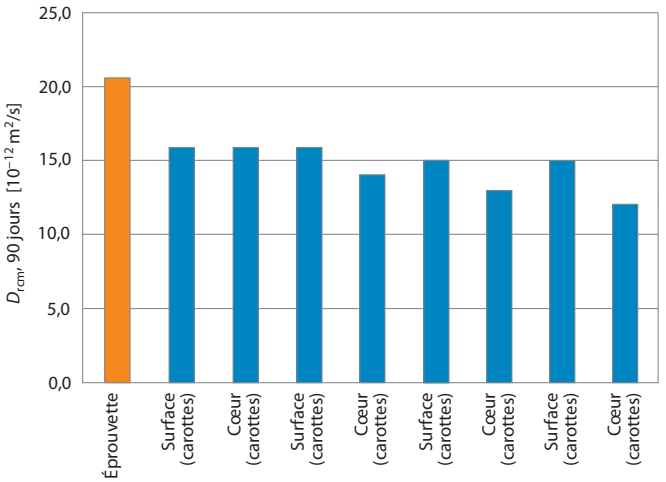


Figure 3.B3.23 – Coefficient de migration des ions chlorure C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.B3.12– Coefficient de migration des ions chlorure C30/37 béton prêt à l'emploi – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [10^{-12} m²/s]	Valeur min. [10^{-12} m²/s]	Valeur max. [10^{-12} m²/s]	Nombre de mesures
Coefficient de migration des ions chlorure, 90 jours	Surface (carottes)	15,5	15,0	16,0	4
	Cœur (carottes)	13,8	12,0	16,0	4
		Moyenne [10^{-12} m²/s]	Écart-type [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	14,6	1,5	10 %	8
	Prélèvement (éprouvettes)	20,7	–	–	–

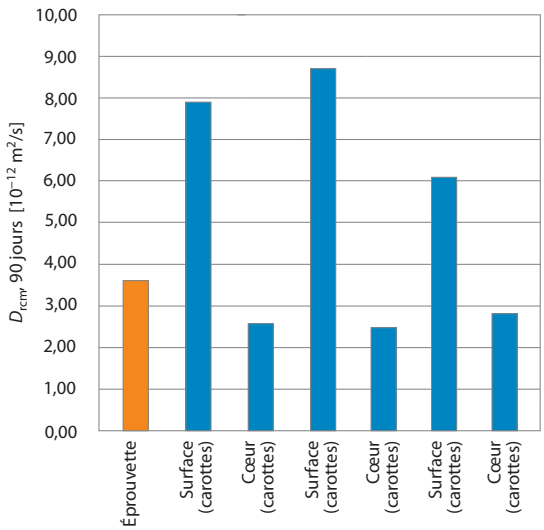


Figure 3.B3.24 – Coefficient de migration des ions chlorure C40/50 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.B3.13– Coefficient de migration des ions chlorure C40/50 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [10^{-12} m²/s]	Valeur min. [10^{-12} m²/s]	Valeur max. [10^{-12} m²/s]	Nombre de mesures
Coefficient de migration des ions chlorure, 90 jours	Surface (carottes)	7,6	6,1	8,7	3
	Cœur (carottes)	2,6	2,5	2,8	3
		Moyenne [10^{-12} m²/s]	Écart-type [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	5,1	2,8	56 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	3,6	0,4	11 %	3

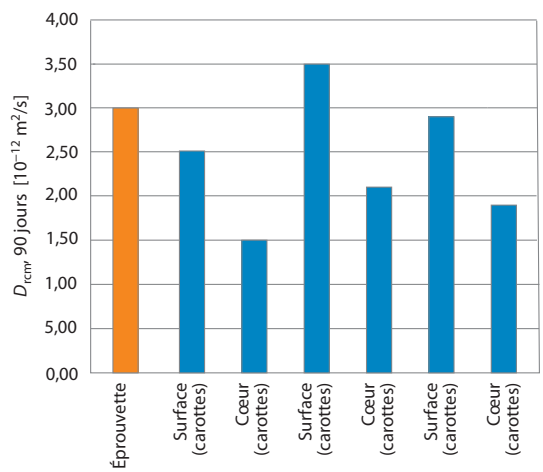


Figure 3.B3.25 – Coefficient de migration des ions chlorure C45/55 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

Tableau 3.B3.14 – Coefficient de migration des ions chlorure C45/55 viaduc La Réunion – étude de l'influence de la cure.

	Zone	Moyenne [10^{-12} m²/s]	Valeur min. [10^{-12} m²/s]	Valeur max. [10^{-12} m²/s]	Nombre de mesures
Coefficient de migration des ions chlorure, 90 jours	Surface (carottes)	3,0	2,5	3,5	3
	Cœur (carottes)	1,8	1,5	2,1	3
		Moyenne [10^{-12} m²/s]	Écart-type [10^{-12} m²/s]	Coefficient de variation	Nombre de mesures
	Influence de la cure (carottes)	2,4	0,7	30 %	6
	Prélèvement (éprouvettes)	3,0	0,2	8 %	3

B.4 Annexe paragraphe 9.6

B.4.1 Coefficient d'absorption capillaire

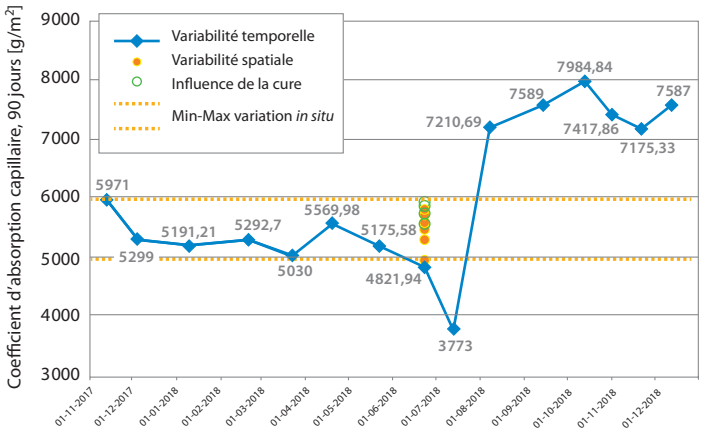


Figure 3.B4.26 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.15 – Coefficient d'absorption capillaire C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilités temporelle/*in situ*.

Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	6 073 g/m²
	Écart-type	1 297 g/m²
	Coefficient de variation	21 %
	Valeur minimale	3 773 g/m²
	Valeur maximale	7 985 g/m²
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	4 822 g/m²
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	5 630 g/m²
	Valeur minimale	4 946 g/m²
	Valeur maximale	5 938 g/m²

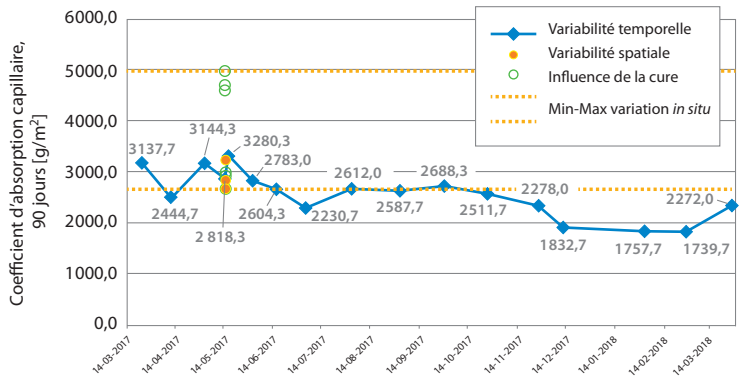


Figure 3.B4.27 – Coefficient d'absorption capillaire C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.16 – Coefficient d'absorption capillaire C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	2 513 g/m²
	Écart-type	463 g/m²
	Coefficient de variation	18 %
	Valeur minimale	1 740 g/m²
	Valeur maximale	3 280 g/m²
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	2 818 g/m²
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	3 301 g/m²
	Valeur minimale	2 616 g/m²
	Valeur maximale	5 025 g/m²

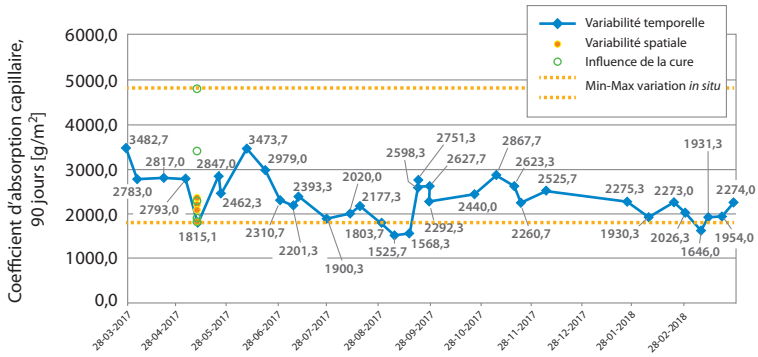


Figure 3.B4.28 – Coefficient d'absorption capillaire C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.17 – Coefficient d'absorption capillaire C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Coefficient d'absorption capillaire, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	2 361 g/m²
	Écart-type	481 g/m²
	Coefficient de variation	20 %
	Valeur minimale	1 526 g/m²
	Valeur maximale	3 483 g/m²
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	1 815 g/m²
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	2 491 g/m²
	Valeur minimale	1 860 g/m²
	Valeur maximale	4 814 g/m²

L'absorption d'eau capillaire dans le groupe du béton C30/37 prêt à l'emploi montre un net écart entre un premier groupe de résultats (novembre 2017–juillet 2018, moyenne 5 125 g/m²) et un second (août 2018–décembre 2018, moyenne 7 494 g/m²) dont la cause n'a pas été identifiée.

Le coefficient de variation (21 %) est d'ailleurs du même ordre de grandeur que pour les mesures des bétons de La Réunion. Nous citons le rapport : « Une grande dispersion entre les résultats individuels avec parfois une différence d'environ 600 g/m² entre la valeur minimale et la valeur maximale d'un même échantillon de béton soulevant la question de la fiabilité du protocole d'essai ».

B.4.2 Coefficient de migration des ions chlorure D_{rcm}

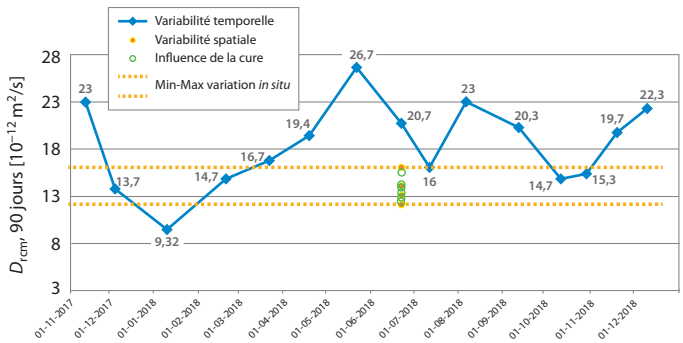


Figure 3.B4.29 – Coefficient de migration des ions chlorure C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.18 – Coefficient de migration des ions chlorure C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilités temporelle/*in situ*.

Coefficient de migration des ions chlorure, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	$18{,}0\times10^{-12}$ m^2/s
	Écart-type	$5{,}0\times10^{-12}$ m^2/s
	Coefficient de variation	25 %
	Valeur minimale	$9{,}3\times10^{-12}$ m^2/s
	Valeur maximale	$26{,}7\times10^{-12}$ m^2/s
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	$20{,}7\times10^{-12}$ m^2/s
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	$14{,}1\times10^{-12}$ m^2/s
	Valeur minimale	$12{,}0\times10^{-12}$ m^2/s
	Valeur maximale	$16{,}0\times10^{-12}$ m^2/s

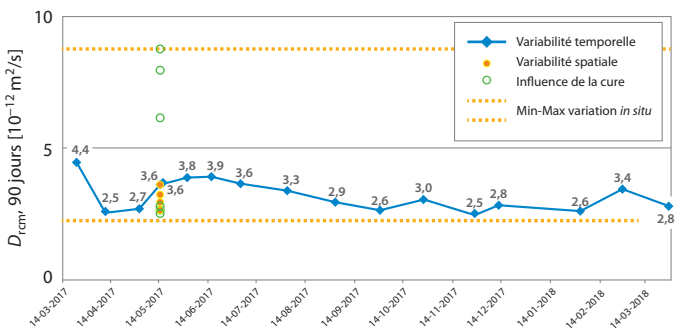


Figure 3.B4.30 – Coefficient de migration des ions chlorure C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.19 – Coefficient de migration des ions chlorure C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Coefficient de migration des ions chlorure, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	$3{,}2\times10^{-12}$ m²/s
	Écart-type	$0{,}6\times10^{-12}$ m²/s
	Coefficient de variation	18 %
	Valeur minimale	$2{,}5\times10^{-12}$ m²/s
	Valeur maximale	$4{,}4\times10^{-12}$ m²/s
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	$3{,}6\times10^{-12}$ m²/s
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	$5{,}5\times10^{-12}$ m²/s
	Valeur minimale	$2{,}2\times10^{-12}$ m²/s
	Valeur maximale	$8{,}7\times10^{-12}$ m²/s

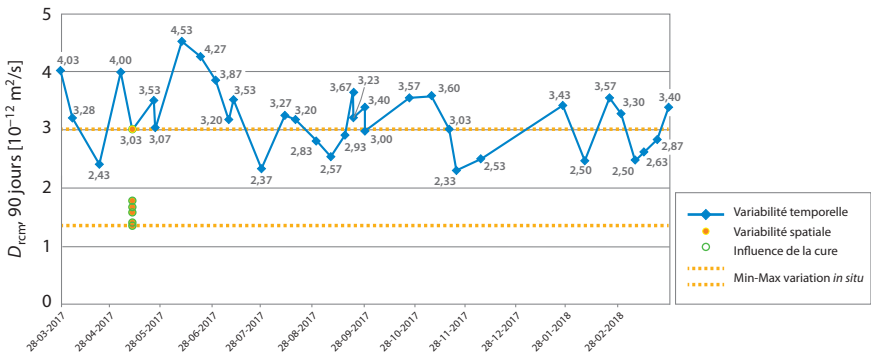


Figure 3.B4.31 – Coefficient de migration des ions chlorure C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.20 – Coefficient de migration des ions chlorure C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Coefficient de migration des ions chlorure, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	$3{,}2\times10^{-12}$ m²/s
	Écart-type	$0{,}6\times10^{-12}$ m²/s
	Coefficient de variation	17 %
	Valeur minimale	$2{,}3\times10^{-12}$ m²/s
	Valeur maximale	$4{,}5\times10^{-12}$ m²/s
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	$3{,}0\times10^{-12}$ m²/s
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	$2{,}5\times10^{-12}$ m²/s
	Valeur minimale	$1{,}4\times10^{-12}$ m²/s
	Valeur maximale	$3{,}5\times10^{-12}$ m²/s

Le coefficient de migration des chlorures (90 jours) varie tout au long de l'année ; aucune sensibilité saisonnière ne semble pouvoir être décelée.

La différence entre le béton C30/37 prêt à l'emploi et ceux de La Réunion est liée aux types de liants (et dans une moindre mesure à un rapport *E*/*C* plus faible).

B.4.3 Perméabilité aux gaz

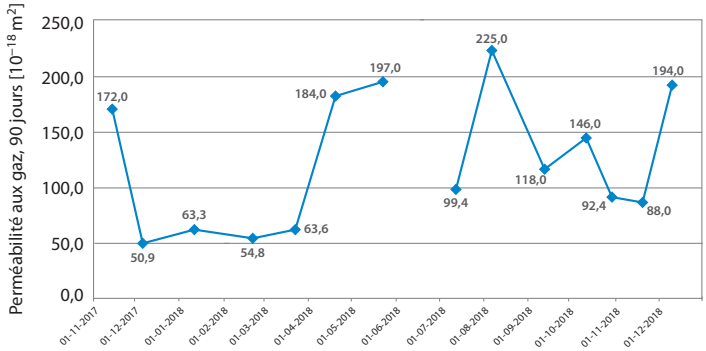


Figure 3.B4.32 – Perméabilité aux gaz C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilité temporelle.

Tableau 3.B4.20– Perméabilité aux gaz C30/37 béton prêt à l'emploi – variabilité temporelle.

Perméabilité aux gaz, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	128×10^{-18} m^2
	Écart-type	65×10^{-18} m^2
	Coefficient de variation	51 %
	Valeur minimale	51×10^{-18} m^2
	Valeur maximale	225×10^{-18} m^2
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	–
	Moyenne	–
	Valeur minimale	–
	Valeur maximale	–

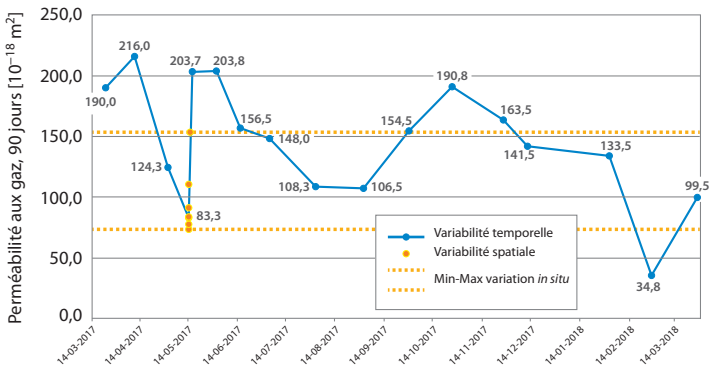


Figure 3.B4.33 – Perméabilité aux gaz C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.21 – Perméabilité aux gaz C40/50 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Perméabilité aux gaz, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	145×10^{-18} m²
	Écart-type	49×10^{-18} m²
	Coefficient de variation	34 %
	Valeur minimale	35×10^{-18} m²
	Valeur maximale	216×10^{-18} m²
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	83×10^{-18} m²
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	98×10^{-18} m²
	Valeur minimale	73×10^{-18} m²
	Valeur maximale	153×10^{-18} m²

Pour le groupe du béton C30/37 prêt à l'emploi, le coefficient de perméabilité aux gaz (k_{gaz} à 90 jours) montre une variation significative tout au long de la session d'essais sur une durée de un an, variant d'une valeur minimale de 51×10^{-18} m² à une valeur maximale de 255×10^{-18} m². La valeur moyenne est de 127×10^{-18} m², non loin de la valeur moyenne de la campagne d'essais des bétons de La Réunion (formule des voussoirs plus précisément ici), c'est-à-dire 123×10^{-18} m² (mais pour une classe de résistance C45/55).

L'écart-type étant de 65×10^{-18} m², cela conduit à un coefficient de variation de 51 % (pour rappel, la même grandeur était associée à un coefficient de variation de 70 % pour la série de tests de La Réunion).

Pour la série de La Réunion, les résultats de perméabilité aux gaz mettent en évidence une très forte variabilité au cours de l'année de mesure avec des coefficients de variation importants de 49 % et 34 % respectivement pour la maturité du béton à 28 et 90 jours. De plus, il existe une très forte dispersion avec parfois entre 200×10^{-18} m² et 400×10^{-18} m² entre les résultats individuels d'un même échantillon de béton. Pour rappel, le critère de perméabilité aux gaz est ≤ 200×10^{-18} m² selon les recommandations françaises du fascicule 65 pour une classe d'exposition XS3.

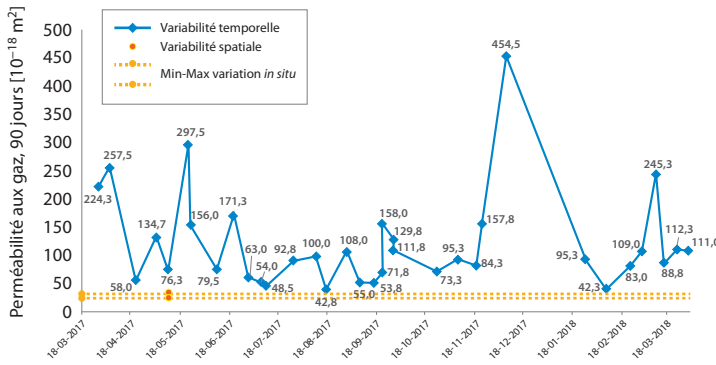


Figure 3.B4.34 – Perméabilité aux gaz C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

Tableau 3.B4.22 – Perméabilité aux gaz C45/55 viaduc La Réunion – variabilités temporelle/*in situ*.

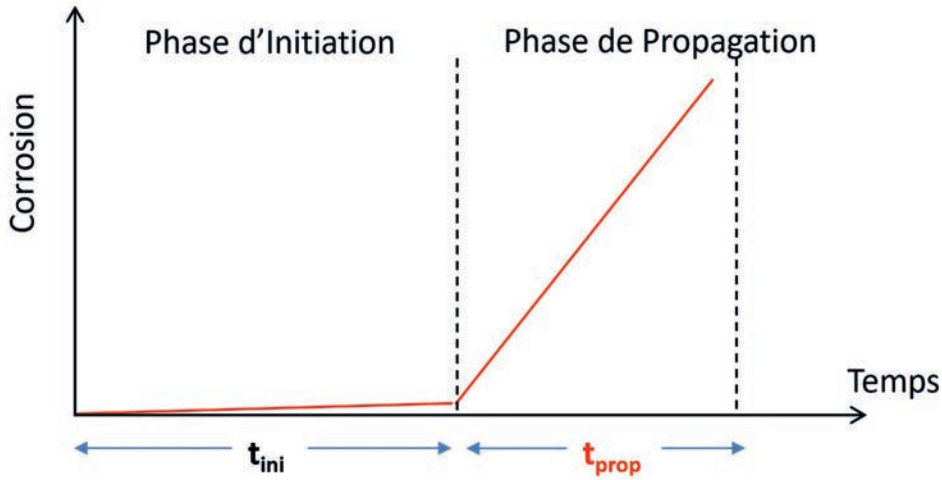
Perméabilité aux gaz, 90 jours	**Variabilité temporelle (sur éprouvettes)**	
	Moyenne	123×10^{-18} m^2
	Écart-type	85×10^{-18} m^2
	Coefficient de variation	70 %
	Valeur minimale	42×10^{-18} m^2
	Valeur maximale	455×10^{-18} m^2
	Moyenne (sur éprouvettes – jour du bétonnage du voile d'essai)	76×10^{-18} m^2
	Variabilité *in situ* (sur carottes)	
	Moyenne	31×10^{-18} m^2
	Valeur minimale	29×10^{-18} m^2
	Valeur maximale	34×10^{-18} m^2

Les résultats de perméabilité aux gaz mettent en évidence une très grande variabilité au cours de l'année de mesure avec des coefficients de variation importants de 70 % pour une maturité de 90 jours du béton. De plus, il existe une très forte dispersion avec parfois plus de 400×10^{-18} m^2 entre les résultats individuels d'un même échantillon de béton. Pour rappel, le critère de perméabilité aux gaz est ≤ 200×10^{-18} m^2 selon les recommandations françaises du fascicule 65 pour une classe d'exposition XS3.

CHAPITRE 4

Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition

RAPPORT DE SYNTHÈSE GT2B



Auteur (organisme)

Myriam Carcassès (LMDC, Université de Toulouse),
François Cussigh (Vinci Construction France),
François Toutlemonde (Université Gustave-Eiffel)

1. Introduction

Le présent chapitre a pour objectif d'expliciter les sources des valeurs des seuils de performance définis pour assurer le respect d'une durée d'utilisation de projet satisfaisante (50 ans ou 100 ans) pour les classes d'exposition liées à la problématique de corrosion des armatures (XC, XS et XD).

Il détaille les hypothèses adoptées pour les calculs de durée de vie par modélisation des phases d'initiation et de corrosion puis confronte les résultats de seuils de performance obtenus à ceux constatés sur les bétons conformes aux règles prescriptives usuelles permettant *a priori* d'obtenir la durabilité requise.

Il aboutit enfin, suite au travail de convergence des seuils supervisés par le CST, à la définition des seuils de performance par classe d'exposition et durée d'utilisation de projet.

2. Apports de la modélisation pour les classes d'exposition XC, XD et XS

2.1. Introduction

La partie modélisation du projet national PerfDuB visait à mettre en place une méthodologie pour justifier la durabilité des structures en béton en utilisant une approche performantielle de la durabilité. À partir de modèles scientifiques disponibles pour les différents phénomènes en jeu (à savoir la carbonatation, la pénétration des ions chlorure et la corrosion induite par les ions chlorure ou la carbonatation), l'objectif consistait à proposer un modèle d'ingénieur global capable de fournir une évaluation fiable de la durée d'utilisation des structures en béton armé soumises au risque de corrosion. Cette durée d'utilisation (t_{final}) est définie en calculant la somme de la période d'initiation (t_{ini}) et de la période de propagation de la corrosion (t_{prop}) :

$$t_{final} = t_{ini} + t_{prop} \qquad \text{[Équ. 4.1]}$$

Il est en effet indispensable de prendre en compte l'étape de propagation de la corrosion, que ce soit lors de la conception de l'ouvrage ou lors de la réévaluation d'une structure existante en vue par exemple de la planification d'une éventuelle réparation. En ce qui concerne la conception d'un nouvel ouvrage, la prise en compte de la phase de propagation doit permettre d'optimiser l'épaisseur d'enrobage, la conception à partir du seul temps d'initiation étant excessivement sécuritaire en particulier pour la carbonatation.

Le critère de limite de service choisi dans ce projet est la quantité de produits de corrosion supposée nécessaire pour l'apparition des premières fissures induites par la corrosion : il s'agit d'une approche sécuritaire et liée à la pratique opérationnelle.

Le travail présenté est le bilan de cette approche de modélisation : il s'agit d'un modèle qui intègre différentes phénoménologies selon la classe d'exposition considérée. L'ensemble des données d'entrée du modèle sont des valeurs caractéristiques.

L'originalité du modèle utilisé, issu du projet ANR MODEVIE, est qu'il repose à la fois sur les phénomènes physico-chimiques reconnus comme étant de premier ordre pour les risques

de corrosion des armatures et sur des paramètres d'entrée facilement accessibles pour l'ingénieur dans la mesure où ils sont mesurables en utilisant des modes opératoires normalisés.

Concernant la robustesse du modèle, celle-ci repose sur la prise en compte :

- des données issues de la littérature sur les différents mécanismes liés à la diffusion du CO_2 ou des chlorures et à la corrosion des armatures ;
- des résultats expérimentaux de la base de données du Projet National PerfDuB correspondant à 42 bétons ;
- des observations effectuées sur des ouvrages anciens exposés à différentes conditions environnementales ;
- de la variabilité des paramètres d'entrée ;
- et de la comparaison des durées d'utilisation calculées par le modèle aux durées visées dans les normes (50 ou 100 ans), cela pour différents couples béton/enrobage définis dans la norme NF EN 206/CN et l'Eurocode 2 en fonction des classes d'exposition.

Dans un premier temps, les principes généraux du modèle sont présentés, puis des seuils de performance sont proposés.

2.2. Classes d'exposition XC

2.2.1. Modélisation du temps d'initiation

Comme dans la plupart des modèles analytiques de carbonatation, tels que celui de la *fib* (*fib* model-code 2010), nous faisons l'hypothèse que l'évolution de la profondeur de carbonatation (x_c) en fonction du temps est contrôlée par la diffusion du CO_2. x_c [mm] s'écrit donc en fonction de la racine carrée du temps [an] :

$$x_c(t) = v_{nat}\, k_{HR}\, k_c \sqrt{t_{eff}} \qquad \text{[Équ. 4.2]}$$

La vitesse de carbonatation dépend à la fois des propriétés du matériau et des conditions environnementales. Pour tenir compte de chacun de ces paramètres, le modèle est réécrit en décomposant chaque effet par des fonctions empiriques indépendantes qui ont été construites à partir de la base de données du projet PerfDuB, ainsi que des données de la littérature. Ces fonctions sont décrites ci-après.

- v_{nat} **[mm/an^{0,5}], la vitesse de carbonatation naturelle** correspond à la vitesse de carbonatation dans les conditions de référence, à savoir 20 °C, 65 % d'humidité relative et une concentration de CO_2 de 450 ppm. On l'obtient pour un béton soumis à la carbonatation dans ces conditions après une cure humide de 90 jours. La carbonatation atmosphérique étant un phénomène lent, v_{nat} peut être déduite des résultats d'un essai accéléré de carbonatation. Ce dernier est réalisé selon un protocole défini lors du projet PerfDuB, avec une concentration de 3 % de CO_2 et une phase de préconditionnement permettant d'obtenir une zone suffisamment désaturée pour faciliter la diffusion du gaz (version révisée XP P18-458, édition 2022). Au cours de ce projet, 42 formulations de béton ont été testées dans des conditions naturelles et accélérées, afin de déterminer une corrélation entre v_{nat} [mm/an^{0,5}] et v_{acc} [mm/jour^{0,5}], la vitesse de carbonatation accélérée. Le paramètre de régression (α) de la relation linéaire suivante est déterminé à partir de la figure ci-après (Figure 4.1) pour laquelle sont conservés uniquement les résultats de carbonatation accélérée conduisant à un coefficient de détermination acceptable conformément à la méthode d'essai utilisée.

$$v_{nat} = \alpha\, v_{acc} \qquad \text{[Équ. 4.3]}$$

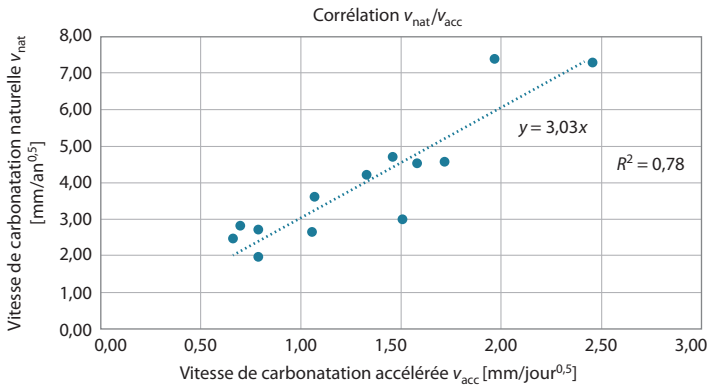


Figure 4.1 – Corrélation entre v_{nat} et v_{acc} déduite des résultats obtenus sur les bétons PerfDuB.

Les résultats obtenus sur ouvrages existants (GT2A ; voir chapitre 2) semblent cohérents avec cette corrélation.

- t_{eff} **[an], le temps de carbonatation effective** : les cycles d'humidification/séchage dus à la pluie influencent fortement la progression du front de carbonatation. x_c ne progresse plus dès que la surface du matériau est saturée d'eau de pluie. Une période de séchage est alors nécessaire de sorte que le « front de séchage » dépasse x_c pour permettre à la diffusion du CO_2 et à la carbonatation de progresser plus en aval [Bakker, 1993]. À partir de cette observation, on définit un temps de carbonatation effectif comme suit :

$$t_{eff} = t - (t_w + t_d) = (1 - (1 + \beta_w)\,\mathrm{ToW})\,t \qquad \text{[Équ. 4.4]}$$

où t est le temps d'exposition total, t_w le temps d'humidification total et t_d le temps nécessaire pour que le « front de séchage » atteigne le front de carbonatation. Pour simplifier cette équation, on fait l'hypothèse que la relation entre t_d et t_w est linéaire. En effet, ces deux durées sont liées essentiellement à la distribution poreuse. Cette approche plutôt sécuritaire conduit à introduire deux paramètres : une constante β_w et ToW la proportion du nombre de jours de pluie par an.

Pour définir le nombre de jours de pluie, nous choisissons d'utiliser un seuil de précipitation quotidienne de 10 mm (ce qui est une valeur assez élevée pour rester sécuritaire). Ces dernières données proviennent de l'étude détaillée dans [Vu *et al.*, 2019] sur 45 bétons soumis à la carbonatation naturelle, abrités ou non de la pluie, pendant 5 ans dans différents pays. À partir de ces données, β_w a été trouvé au moins égal à 1,5 : c'est la valeur retenue. ToW est déterminée à partir de la classe d'exposition : elle est prise égale à 0 pour les classes XC1 à XC3 et à 0,05 pour la classe XC4. Cette valeur est retenue pour la France et correspond à une valeur minimale nationale, ce qui va dans le sens de la sécurité. Il est possible de récupérer des données météo sur une période de retour plus grande et une zone d'investigation plus large (incluant la France) sur CLIMDEX : https://www.climdex.org.

- k_{HR} **[sans unité], influence de l'humidité relative ambiante sur la phase d'initiation** : la vitesse de carbonatation est généralement maximum pour une humidité relative (HR) d'environ 60 %. Pour les HR élevées, la vitesse de carbonatation est contrôlée par la diffusion du CO_2 tandis que, pour les HR faibles, elle est principalement contrôlée par la cinétique des réactions chimiques. Le modèle de carbonatation proposé est basé sur l'hypo-

thèse d'un contrôle de la carbonatation par diffusion du gaz. Strictement parlant, l'effet de faibles HR ne peut pas être pris en compte avec ce modèle. Cependant, dans une approche phénoménologique, nous proposons une fonction empirique pour modéliser l'influence de HR sur l'ensemble de la gamme (0 à 100 %) :

$$k_{HR} = 1{,}1\left[1 - \left(\frac{HR - 50}{50}\right)^2\right] \qquad \text{[Équ. 4.5]}$$

La Figure 4.2 compare cette fonction k_{HR} à celle du modèle *fib* et à des données de la littérature.

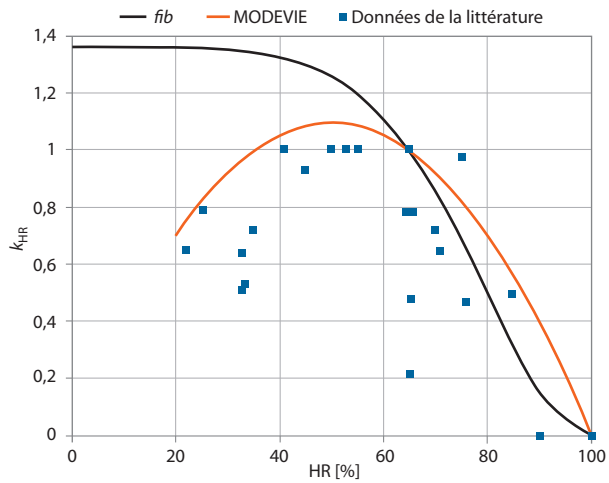


Figure 4.2 – Comparaison de données de la littérature au modèle *fib* et au modèle MODEVIE de prise en compte de l'humidité relative (HR) sur la vitesse de carbonatation.

La valeur de HR correspond ainsi à la valeur d'humidité relative ambiante en France et est déterminée à partir de la classe d'exposition conformément au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 – Données du modèle de carbonatation.

Classe d'exposition	HR [%]
XC1	50
XC2	90
XC3	75
XC4	65

- ***k*$_c$ [sans unité], influence de la cure** : dans notre modèle, k_c est considéré comme une constante égale à 1. Cette approche repose sur les considérations ci-après :
  - la relation [4.3] reliant v_{nat} et v_{acc} est établie pour une cure humide durant 90 jours. Dans le cas d'une courte période de cure (« cure sèche ») correspondant à un démoulage lorsque la résistance en compression est égale à 35 % de f_{c28j}, les résultats obtenus à partir de la base de données PerfDuB montrent une vitesse apparente de carbonatation multipliée par 2 lors de l'exploitation des premières échéances de mesure (jusqu'à 2 ans)

mais avec une inflexion forte vers des vitesses plus faibles après 1 an tendant vers les vitesses mesurées en cure humide ;

- le choix d'un $k_c = 1$ est cohérent avec les résultats obtenus sur ouvrages anciens (GT2A ; chapitre 2) où l'on retrouve les carbonatations réelles mesurées après plusieurs dizaines d'années à partir de la vitesse de carbonatation mesurée en cure humide et sans prise en compte d'un coefficient majorateur k_c (il est vraisemblable que l'effet de la cure soit couvert par la prise en compte d'un exposant de 0,5 alors que pour les classes XC3 et XC4 le retour d'expérience actuel tend plutôt vers des exposants respectifs de 0,45 et 0,40 [Hunkeler et von Greve-Dierfeld, 2019] – la différence sur 50 ans correspond à une majoration allant jusqu'à 50 %) ;
- d'autre part et d'un point de vue purement physique, le défaut de cure entraîne une épaisseur de béton donnée de moins bonne qualité vis-à-vis des propriétés de transfert (qui dépend *a priori* de la compacité du béton) et on retrouve au-delà de cette épaisseur le béton type cure humide : on pourrait donc envisager de prendre en compte l'effet de la cure à travers un terme additif plutôt que multiplicatif. Une détermination plus fine de cette valeur nécessiterait des investigations complémentaires et il a été décidé de conserver un exposant 0,5 sur la progression de la carbonatation en fonction du temps, qui permet de couvrir cette indétermination sans prendre en compte de terme additif.

t_{ini} [an] est alors déterminé de telle sorte que le front de carbonatation atteigne les armatures. Pour cela, on utilise un enrobage caractéristique correspondant à un fractile de 10 % c_{char} [mm] tel que :

$$c_{char} = c_{min} + (2{,}33 - 1{,}28)\,\sigma \qquad \text{[Équ. 4.6]}$$

où c_{min} = épaisseur d'enrobage minimum en mm (EC2) pour des durées de service de 50 ou 100 ans (voir Tableau 4.2)
avec Δc_{dev} = 10 mm = 2,33 σ (2,33 correspondant au fractile à 1 %), on obtient $c_{char} = c_{min}$ + 4,5 mm.

Tableau 4.2 – Enrobage minimum (EC2).

Classe d'exposition	Enrobage minimum [mm] à 50 ans (classe structurale S4)	Enrobage minimum [mm] à 100 ans (classe structurale S6)
XC1	15	25
XC2	25	35
XC3	25	35
XC4	30	40

2.2.2. Modélisation du temps de propagation

t_{prop} [an] est déterminé à partir de la relation suivante :

$$t_{prop} = \frac{x_{crit}}{v_{corr}} \qquad \text{[Équ. 4.7]}$$

dans laquelle x_{crit} est la perte de diamètre critique pour une ouverture de fissure de 0,1 mm et v_{corr} la vitesse de corrosion. x_{crit} [µm] est issue des travaux de [Torres-Acosta et Sagues, 2004].

$$x_{crit} = 11\,\frac{c_{char}}{D}\left(\frac{c_{char}}{L} + 1\right)^2 \qquad \text{[Équ. 4.8]}$$

avec c_{char} = enrobage caractéristique [mm],

D = diamètre d'armature soit 20 mm dans une première approche,

L = longueur de la zone anodique [mm].

Dans le cas de la carbonatation, on considèrera une corrosion uniforme et donc un rapport $\frac{c_{char}}{L}$ proche de 0.

- v_{corr} est calculée en fonction de la densité de courant de corrosion i_{corr} [équ. 4.9] par une relation déduite de la loi de Faraday (valable en cas de corrosion uniforme) :

$$v_{corr} = \frac{\Delta s}{\Delta t} = \frac{M_{Fe}}{\rho_s F Z_a}\, i_{corr} = 11{,}61\, i_{corr} \qquad \text{[Équ. 4.9]}$$

avec v_{corr} [µm/an] la vitesse de corrosion, Δs [µm] la perte en diamètre, Δt [an] la durée, M_{Fe} (56 g/mol) la masse molaire du fer, ρ_s [g/m^3] la masse volumique de l'acier, F la constante de Faraday (96 500 C), Z_a le nombre d'électrons échangés à l'anode et i_{corr} [µA/cm^2] la densité de courant de corrosion.

- La densité de courant de corrosion est déterminée par une formule empirique obtenue à partir des travaux de thèse de Anass El Farissi (2020) basés sur une large analyse bibliographique.

$$i_{corr} = V_0\,\frac{k_{corr}\,k_T}{\rho_0} \qquad \text{[Équ. 4.10]}$$

avec V_0 (168,9 µA·Ω·m·cm^{-2} obtenu à partir de l'exploitation de données de la littérature) constante qui traduit le potentiel de corrosion,

k_{corr} [–] paramètre qui exprime l'influence de l'humidité relative sur la phase de propagation (Figure 4.3),

k_T [–] paramètre qui traduit l'influence de la température,

ρ_0 [Ω·m] la résistivité électrique du béton en conditions saturées : pour la classe XC1, cette valeur est corrigée par un coefficient k'_{HR} pour prendre en compte le cas des environnements en permanence secs, ce qui conduit à multiplier par 10 la résistivité (Lifecon p.118, 2004).

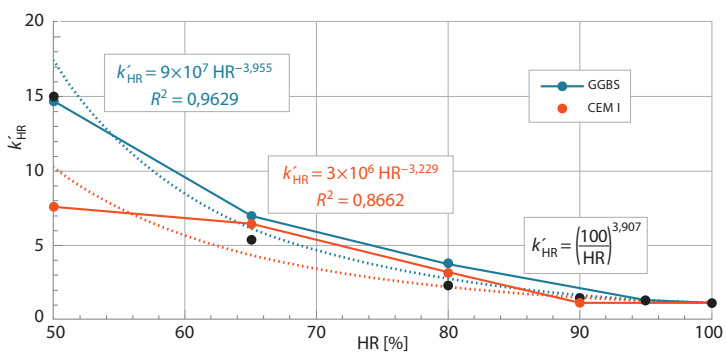


Figure 4.3 – Détermination de k'_{HR} pour la détermination de la résistivité (Lifecon 2004 p.108).

- La prise en compte de l'effet de la température se fait à partir d'une loi d'Arrhenius où T est la température ambiante égale à la température moyenne annuelle pour un environnement donné [K], T_0 la température de référence (293 K) et b la constante de régression prise égale à 4 220 K [El Farissi, 2020].

$$k_T = e^{-4220\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)} \qquad \text{[Équ. 4.11]}$$

Pour l'humidité relative, on considère que le processus de corrosion dans le cas de la carbonatation présente un optimum qui correspond à HR_{crit} pour laquelle la densité de courant de corrosion est maximale. Compte tenu de l'absence de consensus dans la littérature sur l'influence de l'humidité relative sur le processus de corrosion et après exploitation d'un grand nombre de données de la littérature [El Farissi, 2020], on aboutit à une HR_{crit} = 95 % et un paramètre de régression c égal à 6. L'humidité relative ambiante est déterminée, comme pour t_{ini}, à partir de la classe d'exposition concernée.

$$k_{corr} = \frac{1}{\left(\frac{HR - HR_{crit}}{c}\right)^2 + 1} \qquad \text{[Équ. 4.12]}$$

2.2.3. Proposition de seuils de performance

L'utilisation du modèle que nous venons de décrire permet de définir pour des durées d'utilisation de projet (DUP) de 50 et 100 ans des seuils de performance exprimés en vitesse de carbonatation accélérée maximale pour un environnement donné. Une modulation selon 3 classes de résistivité correspondant aux plages de performances observées sur les 42 bétons PerfDuB, dont la valeur influe directement le temps de propagation, permet de balayer l'ensemble des familles de béton disponibles.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 4.3. Des valeurs permettant des minorations d'enrobage d'une ou deux classes structurales ont également été calculées et figurent en annexes B et C.

Tableau 4.3 – Critères de qualification performantielle (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XC - DUP 50 ans et 100 ans.

Classe d'exposition	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	Vitesse de carbonatation accélérée [mm/jour^{0,5}]	
		Modélisation 50 ans	Modélisation 100 ans
XC1	< 100	4	4
	100 à 175	4	4
	> 175	4	4
XC2	< 100	3,5	3,3
	100 à 175	3,5	3,3
	> 175	3,6	3,3

XC3	< 100	1,7	1,6
	100 à 175	1,8	1,7
	> 175	2	1,8
XC4	< 100	2	1,7
	100 à 175	2,4	1,9
	> 175	4	2,4

La sévérité des seuils de v_{acc} obtenus par la modélisation est conforme à celle de l'approche prescriptive : le niveau d'exigence croît en général de la même manière que dans l'approche prescriptive. Pour la classe XC1, le risque de corrosion par carbonatation est quasi nul. En effet, on obtient un seuil pour v_{acc} supérieur à la valeur maximale obtenue pour l'ensemble des 42 bétons PerfDuB.

Lorsque l'on compare les seuils pour 50 et 100 ans de durée d'utilisation de projet, on observe quasiment les mêmes valeurs pour une même classe d'exposition : ce résultat est en conformité avec les règles de l'art (EC2) qui préconisent pour une même classe d'exposition de conserver la même qualité de béton et d'augmenter l'enrobage.

2.3. Classes d'exposition XS et XD

2.3.1. Préambule

Le modèle permet de calculer la durée d'utilisation du projet t_{final} [an] telle que définie dans l'introduction 2.1, pour les classes XS et pour XD2 et XD3. La classe XD1 n'a pas été implémentée faute de données d'entrée fiables pour modéliser les propriétés de transfert dans cet environnement.

2.3.2. Modélisation du temps d'initiation

Comme le montre l'équation [4.13], le modèle proposé est construit à partir d'une solution analytique de la deuxième loi de Fick exprimant le profil de concentration en chlorures [g/l] à un instant donné t [El Farissi *et al.*, 2018]. Le modèle *fib* a la même forme globale (*fib* Model code Bulletin 34 2006). Ce modèle a été modifié pour le rendre compatible avec une approche performantielle de la durabilité basée sur des essais en laboratoire :

$$C(x,t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0)\left[1 - \mathrm{erf}\left(\frac{x - \Delta x}{2\sqrt{D_m(t)\,t}}\right)\right] \qquad \text{[Équ. 4.13]}$$

avec $C(x,t)$ [% liant en masse] la concentration en chlorures à la profondeur x [mm] et à l'instant t [s] ; C_0 [% liant en masse] la concentration initiale en chlorures ; $C_{s,\Delta x}$ [% liant en masse] la concentration maximale de surface à la profondeur Δx [mm] ; $D_m(t)$ [m^2/s] le coefficient de diffusion moyen sur toute la durée d'exposition et jusqu'à l'instant t [s], ce qui est une solution mathématiquement correcte contrairement au $D(t)$ du code *fib*.

L'équation [4.13] est utilisée pour calculer le temps d'initiation de la corrosion qui correspond au moment où la concentration $C(x,t)$ aux armatures est égale à la concentration critique en chlorures C_{crit}. Cette dernière est exprimée en chlorures libres et prise égale à 0,6 % par masse de liant, ce qui constitue une approche conservatrice et est conforme à la définition des

« Exposure Resistance Classes » (ERC) du futur Eurocode 2. Nous avons fait le choix de travailler en chlorures libres dans l'équation ci-dessus car ce sont ceux qui sont impliqués dans le processus de corrosion et nous faisons l'hypothèse que la concentration initiale C_0 est négligeable dans la mesure où les spécifications données dans la norme béton EN 206 sont respectées (en considérant que les chlorures initiaux sont majoritairement fixés à la matrice cimentaire).

On cherche donc t_{ini} tel que $C(x,t) = 0{,}6\,\%$ avec $x = c_{char}$, c_{char} étant l'enrobage caractéristique tel que défini dans la partie précédente à partir de l'enrobage minimum : $c_{char} = c_{min} + 4{,}5$ mm. On retrouve dans le Tableau 4.4 les valeurs de c_{min} définies dans l'EC2 dans le cas des classes XS et XD.

Tableau 4.4 – Enrobages minimum – Classes XS-XD - DUP 50 ans et 100 ans.

Classe de corrosion	Enrobage minimum [mm] à 50 ans (classe S4)	Enrobage minimum [mm] à 100 ans (classe S6)
XS1	35	45
XS2	40	50
XS3	45	55
XD3	45	55
XD2	40	50

- **Profondeur Δx [mm] :** on sait que la concentration en chlorures est maximale à une certaine profondeur avec une valeur supérieure à celle de la teneur de l'environnement. Ce phénomène s'explique généralement par une accumulation de chlorures due à la succion capillaire dans la zone soumise aux cycles d'humidification/séchage, c'est-à-dire en classes XS3 et XD3. Dans le modèle proposé, on suppose que Δx reste constant après une longue période d'exposition. Le modèle empirique suivant a été déduit des données de la littérature [Lindvall, 2003 ; Baroghel-Bouny *et al.*, 2013 ; Gao *et al.*, 2017 ; Wang *et al.*, 2018] (Figure 4.4 gauche) :

$$\Delta x = 0{,}45\left(\frac{\varphi}{\varphi_s}\right)^5 \Delta x_0 \qquad \text{[Équ. 4.14]}$$

où φ [%] est la porosité accessible à l'eau du béton ; φ_s est un seuil de porosité qui vaut 11,5 % ; Δx_0 est la profondeur de référence égale à 10 mm. L'équation [4.14] permet de calculer Δx en classe XS3/XD3 à partir d'un indicateur de durabilité du matériau, alors qu'il est considéré constant (10 mm) dans le modèle *fib*, indépendamment de la formulation du béton. Pour les autres classes d'exposition, Δx est pris égal à 0.

- **$C_{s,\Delta x}$ [% liant en masse], la concentration en chlorures à la profondeur Δx :** cette concentration est déterminée à partir d'un coefficient d'enrichissement E [–] multiplié à la concentration en chlorures libres dans la porosité saturée à l'eau C_{sat} [équ. 4.15] :

$$C_{s,\Delta x} = E\,C_{sat} \qquad \text{avec} \quad C_{sat} = \varphi\,\frac{C_{env}}{M_b} \qquad \text{[Équ. 4.15]}$$

avec C_{env} [g/l] la concentration en chlorures dans l'environnement et M_b le dosage en liant exprimé en kg/m^3 de béton. Une relation linéaire entre E et la porosité accessible à l'eau du béton est obtenue à partir de l'exploitation de données de la littérature (Figure 4.4 droite).

Cette relation est utilisée pour la classe d'exposition XS3, soit $E_{XS3} = -0{,}62\,\varphi + 11{,}11$. En classe d'exposition XS1, on observe suite aux retours d'expérience disponibles, notamment dans l'analyse des ouvrages anciens (GT2A du PN PerfDuB), qu'il n'y a pas d'enrichissement de surface : $E_{XS1} = 1$. En classe XS2/XD2, on fait l'hypothèse d'un enrichissement constant calculé pour une porosité de 15 % : on obtient $E_{XS2/XD2} = 1{,}81$, ce qui est cohérent avec les résultats obtenus sur ouvrages. En classe XD3, le retour d'expérience de BHP 2000 sur les éprouvettes conservées en vallée de la Maurienne fait apparaître un enrichissement moindre que celui obtenu sur les éprouvettes de La Rochelle, plus faible d'environ 2/3 : on conserve donc la même relation, soit $E_{XD3} = 0{,}33\,E_{XS3}$.

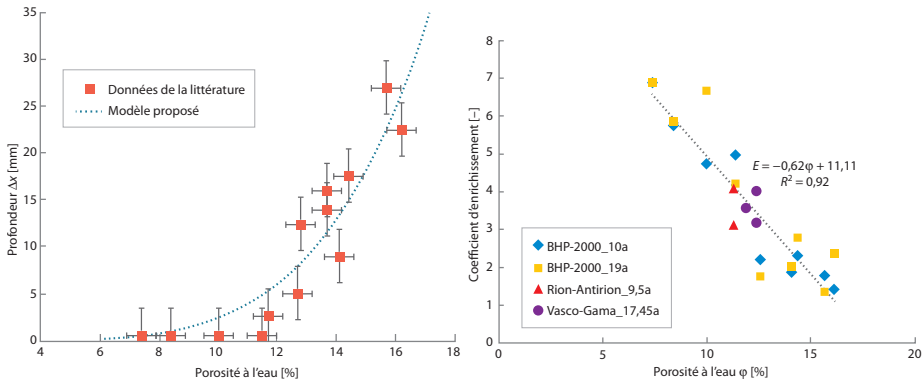


Figure 4.4 – Corrélations entre la profondeur de concentration maximale en chlorures ($C_{s,\Delta x}$) et la porosité accessible à l'eau (à gauche) et entre le coefficient d'enrichissement (E) et la porosité accessible à l'eau (à droite).

$C_{s,\Delta x}$ peut ainsi être déterminée directement à partir des conditions d'exposition (C_{env}) et d'un indicateur de durabilité (φ). Sur cette valeur calculée, nous appliquons un coefficient partiel de sécurité (obtenu à partir d'un CoV standard de 45 % et 90 % de niveau de fiabilité) dont la valeur dépend de la variabilité des conditions environnementales définie dans le bulletin 76 de la *fib*. En considérant d'une part la variabilité attribuée au matériau et d'autre part celle attribuée à l'environnement, on peut déconvoluer l'expression ci-dessus afin de supprimer la part de la variabilité apportée par le matériau et estimée à 6 % pour la porosité. On obtient alors les coefficients de sécurité définis dans le Tableau 4.5. Dans le cas de XS2, on fait l'hypothèse d'un enrichissement constant indépendant de la porosité, on conserve donc le CoV donné par le bulletin 76 de la *fib*.

La concentration de l'environnement C_{env} est déterminée à partir de la classe d'exposition conformément aux données du Tableau 4.5. Pour les classes XS, on utilise la concentration moyenne de l'eau de mer. Pour la classe XD3 correspondant aux zones en contact avec les sels de déverglaçage (trottoirs, chaussées…), il est difficile de connaître avec précision cette concentration qui dépend des pratiques de salage adoptées. Nous avons choisi de conserver la même concentration que pour la classe XS3 : en effet, l'approche prescriptive impose le même niveau de sévérité pour ces deux classes. Dans le cas de la classe XD2 (par exemple dans le cas des piscines ou des environnements industriels), là encore il peut être compliqué d'estimer C_{env} mais l'utilisation de produits de type hypochlorite de sodium à 6 g/l d'équivalent chlore produit sur place par électrochloration est courante dans les installations de

traitement d'eau. Afin de prendre une marge de sécurité, nous avons fixé C_{env} pour la classe XD2 à 10 g/l.

Tableau 4.5 – Coefficient de sécurité appliqué sur $C_{s,\Delta x}$ et concentration en chlorures de l'environnement C_{env}.

Classe d'exposition	Coefficient de sécurité	C_{env} concentration en chlorures [g/l]
XS1	1,3	22
XS2	1,3	22
XS3	1,5	22
XD3	1,9	22
XD2	1,9	10

Nous avons choisi d'intégrer une dissociation de la classe d'exposition XS3 qui, du fait des phénomènes d'enrichissement de surface, conduit à des risques élevés de corrosion par rapport à la classe XS.

Nous considérons donc les sous-classes suivantes :

– XS3m : zone de marnage ou de projections,

– XS3e : zone exposée aux embruns.

La classe XS3m intègre les parties immergées qui sont proches de zones aérées (typiquement jusqu'à 5 m au-dessous des plus basses eaux) et les zones de projections (typiquement jusqu'à 10 m au-dessus des plus hautes eaux).

Pour la classe XS3e, nous avons considéré une concentration de surface en ions chlorure deux fois plus faible que celle adoptée en classe XS3m, sur la base en particulier des multiples relevés effectués sur le Pont de Gimsøystraumen et 35 autres ponts en milieu marin (données fournies par S. Helland, enregistrées sous le numéro CEN-TC104-SC1-WG1-N0223).

- **Coefficient de diffusion moyen $D_m(t)$ [m^2/s] :** le modèle est basé sur le coefficient de diffusion des chlorures déterminé par un essai de migration, réalisé généralement à l'âge de 90 jours (D_{rcm}). Sachant que le coefficient de diffusion va diminuer au fil du temps, une fonction de vieillissement est utilisée pour corriger D_{rcm}. La solution mathématique de la loi de Fick peut alors être écrite comme l'équation [4.13] où le coefficient de diffusion moyen D_m est exprimé comme suit :

$$D_m(t) = k_T \left(\frac{t_0}{t_{th}}\right)^{\alpha_M} \left[\frac{(1-\alpha_M)\,t + \alpha_M\,t_{th}}{(1-\alpha_M)\,t}\right] D_{rcm}(t_0) \qquad \text{[Équ. 4.16]}$$

Dans l'équation [4.16], D_{rcm} [m^2/s] est le coefficient de migration déterminé à l'âge t_0 [jours]. Le temps t_{th} [jours] est le seuil à partir duquel le coefficient de diffusion est supposé devenir constant. Ce dernier est pris égal à 50 ans (soit 18 250 jours) par défaut (dans le cadre de l'utilisation des valeurs d'*« ageing factor »* recommandées par la *fib*). α_M est le coefficient de vieillissement ou *« ageing factor »*.

- k_T prend en compte l'influence de la température sous la forme d'une loi d'Arrhenius.

Pour les classes XS2-XS3 et XD3, afin de tenir compte des conditions réelles d'exposition, on prendra une température ambiante de 15 °C (288 K) contre 20 °C (293 K) pour XS1 et XD2.

Lorsque l'on compare l'équation [4.16] avec l'équation du modèle *fib* (équ. [4.17] : Bulletin 34 – *fib*) où il n'y a pas de valeur seuil pour $D_{app}(t)$ et pour laquelle l'intégration de la loi de Fick ne prend pas en compte la dépendance du coefficient de diffusion avec le temps, on peut établir une relation entre α_A et α_M (équ. [4.18]).

$$D_{app}(t) = k_e k_t D_{rcm}(t_0) \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_A} \quad \text{[Équ. 4.17]}$$

$$\left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha_A - \alpha_M} = 1 - \alpha_M \quad \text{[Équ. 4.18]}$$

Il n'existe pas de solution analytique à cette équation : on approche donc α_M à partir d'un polynôme de degré 4 (équ. [4.19]).

$$\alpha_M = 8{,}7773\,\alpha_A^4 - 8{,}2618\,\alpha_A^3 + 2{,}6738\,\alpha_A^2 + 0{,}9129\,\alpha_A + 0{,}0033 \quad \text{[Équ. 4.19]}$$

Les valeurs du coefficient de vieillissement α_A peuvent être trouvées (dans Bulletin *fib* 34) sous forme de tableau ne permettant pas de couvrir l'ensemble des formulations de béton possibles. Des relations empiriques sont également disponibles dans la littérature, par exemple le modèle Life-365 [LIFE-365, 2008]. Pour finir, le coefficient α_M peut être obtenu à partir de données expérimentales à partir d'au moins 3 mesures réparties sur 1 an. Mais la plupart du temps on ne dispose que d'une seule valeur de D_{rcm} obtenue à un âge peu avancé (en général 90 jours). Il est alors nécessaire de déterminer ce coefficient à partir de relations empiriques.

Nous proposons une relation à partir du tableau de la *fib* et des relations Life-365 permettant de calculer α_A en fonction de la composition du liant saisie sous la forme des % respectifs en masse de laitier de hauts fourneaux, cendres volantes, fumée de silice et métakaolin exprimée par rapport au liant. La relation est une combinaison linéaire de ces % avec les coefficients du Tableau 4.6.

On calcule alors $\alpha_A = 0{,}3 + \Sigma$ (% additions) × coefficient addition (Tableau 4.6), avec un plafond correspondant à l'accroissement maximal d'*ageing factor* prévu dans le bulletin *fib* 76.

Tableau 4.6 – Coefficient de pondération pour calcul de l'*ageing factor* en fonction de la composition du liant.

CEM I	0,3		**Plafond**
Coeff laitiers	0,2	Max laitiers	0,15
Coeff cendres	1,1	Max cendres	0,3
Coeff fumée	1,1	Max fumée	0,1

Note : À l'heure actuelle, le manque de données ne permet pas d'intégrer d'autres additions ou constituants principaux du ciment dans le calcul du facteur de vieillissement.

2.3.3. Modélisation du temps de propagation

Cette partie aborde la prédiction de la durée de la phase de propagation de la corrosion jusqu'à la production d'une quantité de produits de corrosion liée à la présence de chlorures supposée conduire à l'apparition de la première fissure. On s'intéresse donc à la corrosion localisée liée au processus de macropile. La première étape a consisté à développer un modèle d'évaluation de la densité de courant de corrosion. Le modèle proposé prend en compte l'impact des paramètres liés :

- au comportement anodique tel que la concentration en chlorures libres et l'interface acier/béton ;
- au comportement cathodique tel que la disponibilité en oxygène ;
- à l'interaction ohmique entre les zones anodiques et les zones cathodiques, en particulier la résistivité électrique du béton qui dépend de l'humidité relative, du type de liant, du rapport surfacique entre la cathode et l'anode (très élevé dans les structures réelles), et de la distance entre la cathode aérée et l'anode (paramètre important pour les expositions de type XS2) ;
- à l'influence de la température.

Le lien entre la perte de section locale et l'apparition de fissures de corrosion a été déduit d'autres études de la littérature et a été mis à jour pour tenir compte du fait que, dans les zones immergées, les produits de corrosion sont plus mobiles et rempliront probablement la porosité du béton environnant avant d'induire des pressions de gonflement causant la fissuration du béton.

La densité de courant de corrosion n'est prise en compte que partiellement pour obtenir une réduction locale de la section d'acier, l'autre partie de la densité de courant est utilisée pour l'extension des zones anodiques dans leur longueur.

Après la détermination de la densité du courant de corrosion et de la perte de section en acier amorçant la fissuration dans le béton, il est possible de calculer la durée de la phase de propagation avant l'apparition des premières fissures de corrosion en utilisant la loi de Faraday.

2.3.3.1. Modèle de densité de courant de corrosion

Le modèle développé permet de prédire la densité de corrosion maximale (directement après l'initiation) et est basé sur des résultats expérimentaux obtenus à partir d'un test expérimental développé par [Chalhoub *et al.*, 2019a]. Ce dernier est construit sur le couplage galvanique entre un échantillon de cathode sans chlorures représentant de l'acier passif et un échantillon d'anode qui est séché en étuve (40 °C) puis saturé dans des solutions de chlorure de sodium à différentes concentrations de 12 à 280 g/l. La densité de courant galvanique i_{corr} entre l'acier corrodant actif et l'acier passif est exprimée en A/m^2 dans l'équation [4.20]. Les paramètres de densité du courant de corrosion sont présentés dans le Tableau 4.7 et les données d'entrée nécessaires pour calculer ces paramètres sont résumées dans le Tableau 4.8.

$$i_{corr} = \gamma_{Cl} \frac{k_{Cl} k_{C/A} k_T k_{O_2} k_f}{\rho} \qquad \text{[Équ. 4.20]}$$

Tableau 4.7 – Facteurs du modèle de propagation de la corrosion.

Facteur	Définition	Valeur ou expression
γ_{Cl}	Constante de calibration	0,173 A·Ω/m
k_{Cl}	Paramètre lié à la contamination par des chlorures libres	$\frac{(\lvert Cl - C_{crit}\rvert + Cl - C_{crit})^{0,89}}{0,08}$ avec Cl la concentration finale en chlorures à la fin de la DUP et C_{crit} = 0,6 %
$k_{C/A}$	Paramètre lié au ratio C/A	4 [Chalhoub *et al.*, 2020]
k_T	Paramètre lié à la température	$k_T = e^{4\,220\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T}\right)}$
k_{O_2}	Paramètre correspondant à la disponibilité en oxygène	1 sauf pour XS2 à déterminer en fonction de la partie d'acier immergé et de la longueur de cathode mobilisable : $-0{,}0055\,\rho_0 + 10{,}262$
ρ	Résistivité électrique du béton (Ω)	$\rho = \rho_0 k'_{HR}$
k'_{HR}	Facteur lié à l'impact de l'humidité relative sur la résistivité électrique	$k'_{HR} = \left[\left(\frac{100}{HR}\right)^4\right]^d$ [Lay, 2003 ; Chalhoub, 2019b]
k_f	Paramètre correspondant à un défaut d'interface [Zhang *et al.*, 2020]	1 (effet non pris en compte)

Tableau 4.8 – Paramètres d'entrée du modèle de propagation de la corrosion et leur source de données correspondante.

Paramètre d'entrée	Définition	Origine des données	Unité
C_{crit}	Valeur critique exprimée en chlorure libre	Cl = 0,6 % (valeur sécuritaire)	%/m liant
Cl	Taux de chlorures libres	$Cl = C_f$ (valeur à la fin de la durée d'utilisation du projet)	%/m liant
T	Température	Déterminée à partir d'une station météorologique près de la structure	kelvin
ρ_0	Résistivité électrique en conditions saturées réalisée à 20 °C	Mesure en laboratoire selon les techniques RILEM TC 154-EMC	Ω·m
HR	Humidité relative à l'interface acier/béton	100 % sauf pour XS1 où HR = 75 %	%
d	Facteur lié aux périodes de séchage	$d = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{béton humide} \\ 1 \rightarrow \text{béton sec} \end{cases}$	–

2.3.3.2. Perte de section d'acier provoquant l'apparition des fissures induites par la corrosion

Plusieurs modèles prédictifs sont basés sur une perte de section d'acier uniforme. Cette approche ne représente pas l'aspect localisé de la corrosion induite par les chlorures dans le béton. Depuis quelques années, pour une meilleure prise en considération de la fissuration induite par la corrosion, certains chercheurs se sont intéressés à la distribution réelle des produits de corrosion à l'interface acier/béton donc à leur expansion [Oh *et al.*, 2003 ; Malumbela *et al.*, 2011 ; Loukil et Feki, 2017]. Afin de déterminer l'ouverture de fissure (qu'elle soit moyenne ou maximum) ou la perte de section d'acier initiant la corrosion, une relation empirique ou analytique peut être satisfaisante en tenant compte de certains paramètres physiques et géométriques.

L'approche proposée (C. Alonso *et al.*, 1998, modifié par T. Vidal *et al.*, 2004) est une solution possible que nous avons utilisée en première approche :

$$S_a = A_s\left[1 - \left[1 - \frac{2\,\mathrm{Pr}_{O_2}\,p_{fg}}{D}\left(7{,}53 + 9{,}32\,\frac{c}{D}\right)\times 10^{-3}\right]^2\right] \qquad \text{[Équ. 4.21]}$$

avec S_a = la perte de section locale conduisant à l'initiation d'une fissuration par corrosion [m^2] ;

D = diamètre nominal de la barre d'acier [m] ;

A_s = section transversale de l'armature qui est égale à $\frac{\pi D^2}{4}$ [m^2] ;

c = épaisseur d'enrobage [m] ;

p_{fg} = facteur de piqûre géométrique et est pris égal à 4 ;

Pr_{O_2} = paramètre qui prend en considération la pression des produits de corrosion en fonction de la disponibilité en oxygène avec 1 pour les classes d'exposition XS1 et XS3 et 2,5 pour la classe XS2 (cette hypothèse nécessite une confrontation à des données expérimentales). Si l'oxygène est disponible, alors la pression des produits formés augmente et on a moins besoin de produits pour fissurer le béton.

2.3.3.3. Prédiction de la durée de propagation de la corrosion

La densité de courant de corrosion prédite par le modèle permet alors de calculer la durée de la phase de propagation avant l'apparition des premières fissures de corrosion. Le courant de corrosion anodique total contribue à la pénétration en profondeur et également à l'extension latérale de la ou des zones anodiques. Par conséquent, seule une partie de la densité de courant totale sera utilisée pour calculer la perte de masse de la section. La durée de propagation de la corrosion t_{prop} correspondant à l'apparition de la première fissure de corrosion peut être calculée en utilisant la relation de Faraday. L'équation associant la période de propagation au taux de corrosion peut donc être exprimée en années comme suit :

$$t_{prop} = \mu\,\frac{S_a}{D}\,\frac{1}{k\,i_{corr}} \qquad \text{[Équ. 4.22]}$$

- Le premier terme est une constante ($\mu = \frac{\rho_s Z F}{2 M \tan\varphi} = 5{,}07^{10}$ A·s/m^3 = 1 629 A·an/m^3).
- Le second terme dépend de la structure en béton (diamètre des armatures et enrobage), avec S_a en m^2 et D en m, et est pris forfaitairement égal à 0,02.
- Dans le troisième terme lié à la densité de corrosion, k est le facteur correspondant à la partie du courant conduisant à la perte de section de l'acier qui est pris en première approche égal à 0,5.

2.3.4. Proposition de seuils de performance

L'utilisation du modèle que nous venons de décrire permet de définir pour des durées d'utilisation du projet de 50 et 100 ans des seuils de performance exprimés en coefficient de migration maximal pour un environnement donné. Une modulation selon 4 classes d'*ageing factor* permet de balayer l'ensemble des familles de béton disponibles. La résistivité est fixée à 50 Ω·m, ce qui est sécuritaire. Les seuils sont calculés pour deux valeurs de porosité : 15 % et 13,5 %.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 4.9. Des valeurs permettant des minorations d'enrobage d'une ou deux classes structurales ont également été calculées et figurent en annexes B et C.

Tableau 4.9 – Critères de qualification performantielle (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XS-XD - DUP 50 ans et 100 ans.

Classe d'exposition	Modulation selon classe *ageing factor*	$D_{rcm\,90j}$ [10^{-12} m^2/s]	
		Modélisation 50 ans	Modélisation 100 ans
XS1	0,30 à 0,39	19 (26*)	16 (22*)
	0,40 à 0,49	30	28 (36*)
	0,50 à 0,59	50	50
	0,60 et plus	90	90
XS2	0,30 à 0,39	6 (7*)	4 (5*)
	0,40 à 0,49	8,5	7,5 (8*)
	0,50 à 0,59	14 (16*)	13 (14*)
	0,60 et plus	27 (30*)	28 (31*)
XS3e	0,30 à 0,39	5	4
	0,40 à 0,49	7	7,5
	0,50 à 0,59	12	13
	0,60 et plus	22	28
XS3m	0,30 à 0,39	2	2
	0,40 à 0,49	3	3
	0,50 à 0,59	5	5
	0,60 et plus	10	13
XD2	0,30 à 0,39	9	6
	0,40 à 0,49	13	12
	0,50 à 0,59	22	19
	0,60 et plus	42	40
XD3	0,30 à 0,39	11	9
	0,40 à 0,49	17	15
	0,50 à 0,59	27	27
	0,60 et plus	53	60

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

La sévérité des seuils de D_{rcm} obtenus par la modélisation est conforme à celle de l'approche prescriptive : le niveau d'exigence croît de la même manière que dans l'approche prescriptive.

Lorsque l'on compare les seuils pour 50 et 100 ans de DUP (durée d'utilisation de projet), on observe quasiment les mêmes valeurs pour une même classe d'exposition : ce résultat est en conformité avec les règles de l'art (EC2) qui préconisent pour une même classe d'exposition de conserver la même qualité de béton et d'augmenter l'enrobage. La diminution de la

porosité entraîne une réduction de la concentration en chlorures de surface et permet ainsi une relaxation sur le coefficient de migration pour certaines classes d'exposition.

2.4. Confrontation des seuils proposés aux valeurs d'enrobage selon l'approche européenne des classes ERC

Les propositions de seuils pour les classes d'exposition relatives aux risques de corrosion des armatures ont été comparées à celles issues des modélisations réalisées par la France dans le cadre de la préparation de la révision de l'Eurocode 2 par le groupe européen TC250/WG1/TG10 entre 2018 et 2020. Ces modélisations ont servi à la définition des enrobages recommandés en fonction des classes ERC et des classes d'exposition, le mandat du groupe européen étant notamment d'introduire le concept de classe de résistance aux expositions (ERC pour « *Exposure Resistance Classes* ») en substitution à celui de classe structurale pour la détermination de l'enrobage des armatures.

Les modèles correspondants sont des modèles analytiques, plus simples que ceux développés dans le cadre de MODEVIE et de PerfDuB, prenant en compte à l'origine des temps de propagation forfaitaires par classe d'exposition indépendamment des caractéristiques des bétons. Ils ont été aménagés pour introduire une modulation liée à la résistivité électrique dans le cadre des classes XC et pour considérer une diffusion des ions chlorure en milieu non saturé en classes XD1 et XS1.

Les principes de ces modélisations sont donnés en annexe A et les résultats correspondants sont intitulés dans le chapitre suivant « modèle XRC » et « modèle XRDS ». L'évaluation des seuils finalement retenus et présentés au chapitre suivant est également présentée en annexe A.

3. Définition des seuils de performance pour les classes XC, XS et XD

3.1. Introduction

Les seuils de performance retenus dans le cadre du Projet National sont issus de trois approches :

- calculs de durée de vie t_{final} selon les modèles exposés en section 2 ;
- cartographie des 42 bétons caractérisés dans le cadre des travaux du GT3 du PN ;
- calculs de durée de vie selon les principes issus des travaux européens concernant les ERC (« *Exposure Resistance Classes* »).

La prise en compte du retour d'expérience sur ouvrages anciens a été effectuée dans le cadre de l'appropriation par le PN PerfDuB du modèle ingénieur MODEVIE. Ceci a permis de réduire les écarts constatés entre les impositions prescriptives actuelles et celles issues de la modélisation, autorisant ainsi un travail de convergence des seuils permettant d'aboutir à des valeurs confortées par la multiplicité des approches.

Dans chacun des sous-paragraphes suivants, par type de classe d'exposition, les seuils issus des trois approches sont comparés et les valeurs finalement déduites sont définies. Sont présentés

dans ces sous-paragraphes les seuils obtenus pour des enrobages conformes à l'Eurocode NF EN 1992-1-1 pour des classes structurales S4 (durée d'utilisation de projet de 50 ans) et S6 (durée d'utilisation de projet de 100 ans). Des seuils permettant des minorations d'une classe structurale (respectivement deux classes structurales) sont donnés en annexe B (respectivement annexe C).

Les seuils retenus ont été choisis parmi des séries prédéfinies couvrant la gamme de performance recherchée et intégrant un écart entre les valeurs successives au sein d'un même série compris entre 2 et 3 fois l'écart type de reproductibilité de l'essai déterminé lors de la campagne finale d'essais croisés du GT1 du PN. Ces séries sont les suivantes :

- Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] mesurée à 90 jours :

  1 – 1,4 – 1,8 – 2,2 – 2,6 – 3 – 3,5 – 4

- Coefficient de migration des chlorures [en 10^{-12} m^2/s] mesuré à 90 jours :

  1 – 1,5 – 2 – 3 – 5 – 9 – 16 – 22 – 28

3.2. Seuils de performance pour les classes XC

Pour les classes XC, les différentes approches donnent des valeurs voisines qui sont exprimées en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) pour des durées d'utilisation de projet de 50 ans (Tableau 4.10) et de 100 ans (Tableau 4.11).

Tableau 4.10 – Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XC - DUP 50 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation MODEVIE	Modèle XRC	Seuils retenus
XC1	< 100	2,3	4	4	4
	100 à 175		4		
	> 175		4		
XC2	< 100	2,3	3,5	3	3
	100 à 175		3,5	3	3,5
	> 175		3,6	3,5	
XC3	< 100	2,0	1,7	1,8	1,8
	100 à 175		1,8	2,2	2,2
	> 175		2,0	2,2	
XC4	< 100	2,0	2,0	2,2	1,8
	100 à 175		2,4	2,6	2,2
	> 175		4	2,6	3

Les seuils retenus sont légèrement plus sévères que ceux issus de la base de données sauf pour les classes XC1 et XC2 pour lesquelles cette dernière comporte peu de bétons correspondant à ces classes (la plupart sont XC3/XC4). Lorsque les modèles PerfDuB et XRC divergeaient légèrement, l'arbitrage a été fait dans le sens de la sécurité.

Tableau 4.11 – Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XC - DUP 100 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] pour une durabilité de 100 ans			
		Base de données	Modélisation MODEVIE	Modèle XRC	Seuils retenus
XC1	< 100	1,8	4	4	**4**
	100 à 175				
	> 175				
XC2	< 100	1,8	3,3	2,6	**2,6**
	100 à 175			3	**3**
	> 175				
XC3	< 100	1,6	1,6	1,8	**1,8**
	100 à 175		1,7		
	> 175		1,8		
XC4	< 100	1,7	1,7	1,8	**1,8**
	100 à 175		1,9	2,2	
	> 175		2,4		**2,2**

Les seuils retenus sont proches de ceux issus de la base de données sauf pour les classes XC1 et XC2 pour lesquelles cette dernière comporte peu de bétons correspondant à ces classes (la plupart sont XC3/XC4). Lorsque les modèles PerfDuB et XRC divergeaient légèrement, l'arbitrage a été fait dans le sens de la sécurité.

3.3. Seuils de performance pour les classes XS

Pour les classes XS, les différentes approches donnent les valeurs suivantes qui sont exprimées en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) pour des durées d'utilisation de projet de 50 ans (Tableau 4.12) et de 100 ans (Tableau 4.13).

Tableau 4.12 – Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XS - DUP 50 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XS1	0,30 à 0,39	34	19 (26*)	11	**16 (28*)**
	0,40 à 0,49		30	19	**28**
	0,50 à 0,59		50	33	
	0,60 et plus		90	56	
XS2	0,30 à 0,39	34	6 (7*)	2,4	**5 (9*)**
	0,40 à 0,49		8,5	4,1	**9**
	0,50 à 0,59		14	6,9	**16**
	0,60 et plus		27	11,8	

XS3e	0,30 à 0,39	17	5	5	**5**
	0,40 à 0,49		7	9	**9**
	0,50 à 0,59		12	16	**16**
	0,60 et plus		22	22	**22**
XS3m	0,30 à 0,39	17	2	1,6	**2**
	0,40 à 0,49		3	2,7	**3**
	0,50 à 0,59		5	4,6	**5**
	0,60 et plus		10	7,8	**9**

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

On note une grande divergence entre les valeurs issues de la base de données et celles issues de la modélisation. Dans la mesure où le retour d'expérience sur ouvrages anciens a montré des faiblesses du système prescriptif actuel concernant certaines de ces classes (XS3 en particulier, avec des ouvrages conçus pour une durée de vie de 100 ans qui montrent des signes visibles de corrosion après 30 ans de service malgré des enrobages conformes), le choix sécuritaire a été fait de prendre en compte principalement les valeurs modélisées.

Tableau 4.13 – Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XS - DUP 100 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 100 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XS1	0,30 à 0,39	17	16 (22*)	11	**9 (16*)**
	0,40 à 0,49		28	19	**22**
	0,50 à 0,59		50	33	
	0,60 et plus		90	56	
XS2	0,30 à 0,39	17	4 (5*)	2,4	**3 (5*)**
	0,40 à 0,49		7,5	4,1	**5**
	0,50 à 0,59		13	6,9	**9**
	0,60 et plus		28	11,8	
XS3e	0,30 à 0,39	10	4	5	**5**
	0,40 à 0,49		7	9	**9**
	0,50 à 0,59		13	16	**16**
	0,60 et plus		26	22	**22**
XS3m	0,30 à 0,39	10	2	1,6	**2**
	0,40 à 0,49		3	2,7	**3**
	0,50 à 0,59		5	4,6	**5**
	0,60 et plus		13	7,8	**9**

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Comme pour 50 ans, on note une grande divergence entre certaines valeurs issues de la base de données et celles issues de la modélisation, en particulier pour les classes XS2 et XS3. Le même choix sécuritaire a donc été fait de prendre en compte principalement les valeurs modélisées.

3.4. Seuils de performance pour les classes XD

Pour les classes XD, les différentes approches donnent les valeurs suivantes qui sont exprimées en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) pour des durées d'utilisation de projet de 50 ans (Tableau 4.14) et de 100 ans (Tableau 4.15).

Tableau 4.14 – Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XD - DUP 50 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XD1	0,30 à 0,39	46		19	**16** (28*)
	0,40 à 0,49			31	**28**
	0,50 à 0,59			53	
	0,60 et plus			91	
XD2	0,30 à 0,39	34	9	8	**9**
	0,40 à 0,49		13	13,5	**16**
	0,50 à 0,59		22	23	**22**
	0,60 et plus		42	29	
XD3 salage fréquent	0,30 à 0,39	17	11		**9**
	0,40 à 0,49		17		**16**
	0,50 à 0,59		27		**22**
	0,60 et plus		53		
XD3 salage très fréquent	0,30 à 0,39	17		4,8	**5**
	0,40 à 0,49			8,1	**9**
	0,50 à 0,59			13,7	**16**
	0,60 et plus			23,3	

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Comme précédemment pour les classes XS, les divergences entre la base de données et les modélisations ont conduit à privilégier les valeurs issues de ces dernières.

Pour la classe XD3, il a été décidé de retenir des valeurs plus strictes en cas de salage très fréquent, sur la base du modèle XRDS, par rapport à celles issues de la modélisation PerfDuB. Pour la classe XD1, réputée moins sévère que la classe XS1, les seuils définis pour la classe XS1 ont été retenus par sécurité.

Tableau 4.15 – Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XD - DUP 100 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 100 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XD1	0,30 à 0,39	17		19	**16** (22*)
	0,40 à 0,49			31	**28**
	0,50 à 0,59			53	
	0,60 et plus			91	
XD2	0,30 à 0,39	17	9	8	**9**
	0,40 à 0,49		12	13,5	**16**
	0,50 à 0,59		19	23	**22**
	0,60 et plus		40	39	
XD3 salage fréquent	0,30 à 0,39	10	9		**9**
	0,40 à 0,49		15		**16**
	0,50 à 0,59		27		**22**
	0,60 et plus		60		
XD3 salage très fréquent	0,30 à 0,39	10		4,8	**5**
	0,40 à 0,49			8,1	**9**
	0,50 à 0,59			13,7	**16**
	0,60 et plus			23,3	

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Les mêmes principes sécuritaires que pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans ont été appliqués.

Références

[Alonso *et al.*, 1998] Alonso C., Andrade C., Rodriguez J. & Diez J.M. (1998), « Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion », *Materials and Structures*, Springer, n°31, p.435–441.

[Bakker, 1993] Bakker R.F.M. (1993), *Model to calculate the rate of carbonation in concrete under different climatic conditions*, Rapport CEMIJ bv Laboratorium.

[Baroghel-Bouny *et al.*, 2013] Baroghel-Bouny V., Dierkens M., Wang X., Soive A., Saillio M., Thiery M. & Thauvin B. (2013), « Ageing and durability of concrete in lab and in field conditions: investigation of chloride penetration », *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*, Taylor & Francis, vol.2, n°2, p.67–110.

fib Model code :

— *Bulletin* 34 (2006), « Model code for Service Life Design », 116 p.

— *Bulletin* 65 (2012), « fib: Model Code 2010 – Volume 1 », 357 p.

— *Bulletin* 66 (2012), « fib: Model Code 2010 – Volume 2 », 377 p.

— *Bulletin* 76 (2015), « *fib*: Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides », 204 p.

[Chalhoub *et al.*, 2019a] Chalhoub C., François R. & Carcassès M. (2019a), « Determination of chloride threshold initiating corrosion: A new set-up taking the localized aspect of corrosion into account », *Cement and Concrete Research*, Elsevier, vol.124, p.105825.

[Chalhoub *et al.*, 2020] Chalhoub C., François R. & Carcassès M. (2020), « Effect of Cathode-Anode distance and electrical resistivity on macrocell corrosion currents and cathodic response in cases of chloride induced corrosion in reinforced concrete structures », *Construction and Building Materials*, Elsevier, vol.245, p.118337.

[Chalhoub, 2019b] Chalhoub C. (2019b), *Study of the initiation and propagation phases of chloride induced corrosion in reinforced concrete structures*, PhD, Université de Toulouse.

[El Farissi *et al.*, 2018] El Farissi A., Turcry P., Younsi A., Aït-Mokhtar A., Aït-Alaïwa A. & Gotteland P. (2018), « Analysis of the influence of chloride exposure conditions and material properties on the convection zone depth and the corresponding chloride content », 12th *fib* International PhD Symposium in Civil Engineering, août 2018, Prague.

[El Farissi, 2020] El Farissi A. (2020), *Prédiction de la durée d'utilisation des ouvrages en béton armé par une approche performantielle dans le cas de la corrosion induite par la carbonatation ou l'attaque des ions chlorure*, Thèse, Université de La Rochelle.

[Gao *et al.*, 2017] Gao Y., Zhang J., Zhang S. & Zhang Y. (2017), « Probability distribution of convection zone depth of chloride in concrete in a marine tidal environment », *Constr. Build. Mater.*, vol.140, p.485–495.

Fascicule n°65 (2017), *Exécution des ouvrages de génie civil en béton*, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux de génie civil.

[Hunkeler et von Greve-Dierfeld, 2019] Hunkeler F. & von Greve-Dierfeld S. (2019), « Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton », Forschungsprojekt AGB 2013/005 auf Antrag der AGB Brückenforschung, final Report.

[Lay *et al.*, 2003] Lay S., Schießl P. & Cairns J. (2003), « Lifecon deliverable D 3.2 Service Life Models. Instructions on methodology and application of models for the prediction of the residual service life for classified environmental loads and types of structures in Europe », Technical research center of Finland.

LIFE-365 (2008), Life-365 Service Life Prediction Model.

[Lindvall, 2003] Lindvall A. (2003), *Environmental actions on concrete exposed in marine and road environments and its response. Consequences for the initiation of chloride induced reinforcement corrosion*, Thèse, Chalmers University of Technology.

[Loukil et Feki, 2017] Loukil N. & Feki M. (2017), « Zn–Mn alloy coatings from acidic chloride bath: Effect of deposition conditions on the Zn–Mn electrodeposition-morphological and structural characterization », *Applied Surface Science*, Elsevier, vol.410, p.574–584.

[Malumbela *et al.*, 2011] Malumbela G., Alexander M. & Moyob P. (2011), « Model for cover cracking of RC beams due to partial surface steel corrosion », *Constr. Build. Mater.*, vol.25, n°2, p.987–991.

[Oh e*t al.*, 2003] Oh B., Jang S. & Shin Y. (2003), « Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures », *Magazine of Concrete Research*, Institution of Civil Engineers (ICE), vol.55, n°2, p.117–124.

[Torres-Acosta et Sagues, 2004] Torres-Acosta A. & Sagues A. (2004), « Concrete cracking by localized steel corrosion – Geometric effects », *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute (ACI), vol.101, p.501–507.

[Vidal *et al.*, 2004] Vidal T., Castel A. & Francois R. (2004), « Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete », *Cement and Concrete Research*, vol.34, n°1, p.165–174.

[Vu *et al.*, 2019] Vu Q.H., Pham G., Chonier A., Brouard E., Rathnarajan S., Pillai R., Gettu R., Santhanam M., Aguayo F., Folliard K.J., Thomas M., Moffat T., Shi C. & Sarnot A. (2019), « Impact of different climates on the resistance of concrete to natural carbonation », *Constr. Build. Mater.*, vol.216, p.450–467.

[Wang *et al.*, 2018] Wang Y., Wu L., Wang Y., Li Q. & Xiao Z. (2018), « Prediction model of long-term chloride diffusion into plain concrete considering the effect of the heterogeneity of materials exposed to marine tidal zone », *Constr. Build. Mater.*, vol.159, p.297–315.

[Zhang *et al.*, 2020] Zhang W., François R. & Yu L. (2020), « Influence of load-induced cracks coupled or not with top-casting-induced defects on the corrosion of the longitudinal tensile reinforcement of naturally corroded beams exposed to chloride environment under sustained loading », *Cement and Concrete Research*, vol.129, article 105972.

ANNEXE A

Principes des modèles issus des travaux sur les « ERC »

A.1 Risque de corrosion induite par la carbonatation - XC

A.1.1 Définition des classes de résistance à la carbonatation XRC

La définition des classes de résistance aux expositions (ERC) vis-à-vis du risque de corrosion induite par la carbonatation (XRC) est obtenue à partir de la profondeur de carbonatation en mm (valeur caractéristique associée à un fractile 90 % de non-dépassement) supposée atteinte au bout de 50 ans dans des conditions de référence (teneur en CO_2 de 400 ppm dans une atmosphère maintenue constamment à 20 °C et 65 % d'humidité relative). XRC a la dimension d'une vitesse de carbonatation, exprimée en mm par racine carrée d'années.

Les normes EN 206 et EN 1992-1-1 ont choisi d'associer la valeur numérique désignant la classe XRC au quotient par 7 de la profondeur de carbonatation attendue à 50 ans dans les conditions de référence décrites ci-dessus. Bien que 7 soit une valeur approchée de la racine carrée de 50, cette désignation est conventionnelle et n'implique pas que la vitesse de carbonatation soit constante avec le temps.

Les valeurs recommandées de classes XRC retenues au niveau européen comprennent la valeur XRC0,5 et des valeurs étagées d'une unité entre XRC1 et XRC7.

A.1.2 Résumé des hypothèses de modélisation (« modèle XRC »)

Le modèle retenu par l'approche française au sein du TC250/SC2/WG1/TG10 pour exprimer la profondeur de carbonatation en fonction du temps peut être résumé par l'équation suivante :

$$x_c(t)/x_{c0} = k\,k_e\,(t/t_0)^{\text{alpha_e}} \qquad x_{c0} = 1 \text{ mm} \qquad t_0 = 1 \text{ an} \qquad \text{[Équ. A1]}$$

k : vitesse de carbonatation « nominale moyenne » issue de la correspondance avec la classe XRC. En supposant que les propriétés de transfert du béton n'évoluent pas aux échéances de long terme correspondant à la durée d'utilisation de projet, k a été prise constante dans l'application de l'équation pour toutes les échéances correspondant à la fin de la période d'initiation $t_{SL} - t_{prop}$.

t_{SL} : durée d'utilisation de projet (50 ou 100 ans).

t_{prop} : durée admise pour la propagation de la corrosion (restant dans une limite acceptable typiquement associée à une ouverture des fissures induites par la corrosion limitée à 50 µm).

alpha_e : exposant associé à la cinétique de progression du front de carbonatation, dépendant des conditions d'humidité associées à la classe d'exposition.

k_e : coefficient de modulation de la vitesse de carbonatation, dépendant des conditions d'humidité associées à la classe d'exposition.

À partir de la profondeur de carbonatation atteinte, l'enrobage minimum pour la durabilité ($c_{min,dur}$ selon la notation de l'EN 1992-1-1) est obtenu à partir de l'équation suivante :

$$c_{min,dur} = \Delta c_\beta + x_c(t_{SL} - t_{prop}) = \Delta c_\beta + k k_e (t_{SL} - t_{prop})^{alpha_e} \qquad \text{[Équ. A2]}$$

ce afin d'assurer une probabilité de non-dépassement compatible avec un indice de fiabilité cible égal à 1,5 : $P(c_{min,dur} < x_c(t_{SL} - t_{prop})) < 7\,\%$

Ainsi, à partir de distributions de profondeur de carbonatation mesurées sur ouvrages et pour respecter cette cible de $\beta = 1{,}5$, nous intégrons une valeur de Δc_β égale à 3 mm pour $t_{SL} = 50$ ans et à 7 mm pour $t_{SL} = 100$ ans.

Dans le cadre de la détermination des enrobages, les valeurs du Tableau 4.A1.1 ci-après ont été adoptées :

Tableau 4.A1.1 – Paramètres adoptés pour le calcul des enrobages – modèle proposé par la France au TC250/SC2/WG1/TG10.

	Résistivité [Ω·m]	t_{prop} [années]			
		XC1	XC2	XC3	XC4
référence (basse)	< 100	45/48 – 90/96	10	20	5
intermédiaire	100–175	45/48 – 90/96	15	25	20
élevée	> 175	45/48 – 90/96	20	30	30
		XC1	XC2	XC3	XC4
alpha_e		0,5	0,4	0,45	0,4
k_e		1	0,5	0,87	0,83

Enfin, les liens entre classes XRC, valeur caractéristique de vitesse de carbonatation naturelle, valeur de carbonatation accélérée et seuil de spécification de cette valeur, ont été établis sur la base suivante :

- Facteur 3 entre la vitesse de carbonatation naturelle en mm/an^{0,5} et la vitesse de carbonatation accélérée en mm/jour^{0,5}, sur la base des résultats de PerfDuB confortés par les résultats de l'équipe de F. Hunkeler (en tenant compte des protocoles d'essai EN 12390-12 et EN 12390-10 modifiés selon les dispositions de préconditionnement mises au point dans PerfDuB) ;
- Facteur 1,1 correspondant au rapport des vitesses de carbonatation à humidité relative constante égale à 50 % (conditions d'essai PerfDuB) par rapport à 65 % (définition XRC) ;
- Exposant alpha_e égal à 0,45 pour le calcul de la profondeur de carbonatation dans les conditions de référence de définition des classes XRC, soit des conditions d'humidité relative stationnaires égales à 65 % sur 50 ans.

La correspondance entre seuils proposés par PerfDuB pour l'approche performantielle et classes XRC est récapitulée dans le Tableau 4.A1.2 ci-après.

Tableau 4.A1.2 – Seuils associés aux classes XRC et lien avec les spécifications PerfDuB.

k_{acc} 90 PerfDuB 50 %HR [mm/jour^{0,5}]	k_{nat} 90 65%HR [mm/an^{0,5}]	Prof. carbo. (90 %) à 50 ans (réf) [mm]	XRC	XRC (arrondi)	k_{acc} 90 spécif. (65 %HR) [mm/jour^{0,5}]
0,2	0,545	3,171	0,45		0,18
0,6	1,636	9,515	1,36		0,54
1	2,727	15,859	2,27		0,91
1,4	3,818	22,202	3,17	3	1,27
1,8	4,909	28,545	4,08	4	1,63
2,2	6	34,889	4,98	5	1,99
2,6	7,090	41,232	5,89	6	2,36
3	8,181	47,576	6,8	7	2,72
3,5	9,545	55,505	7,93	8	3,17
4	10,909	63,434	9,06	9	3,62

A.1.3 Calculs des enrobages recommandés en fonction des classes XRC

Tableau 4.A1.3 – Enrobages recommandés $c_{min,dur}$ (format XRC) – résistivité de référence (basse).

XRC	XC1		XC2		XC3		XC4	
	50a	100a	50a	100a	50a	100a	50a	100a
0,5	10	10	10	10	10	10	10	10
1	10	10	10	15	10	20	10	20
2	10	10	10	20	**15**	**25**	15	25
3	10	15	15	20	**20**	**30**	**20**	**30**
4	10	**15**	**15**	**25**	**25**	**40**	**25**	**40**
5	10	20	**20**	**30**	30	45	**30**	45
6	**10**	20	25	**35**	30	50	35	50
7	15	**20**	**25**	40	35	60	40	60
8	15	25	30	45	40	70	50	70
9	**15**	**25**	35	50	50	75	55	75

Tableau 4.A1.4 – Enrobages recommandés – résistivité moyenne (100 à 175 Ω·m).

XRC	XC1		XC2		XC3		XC4	
	50a	100a	50a	100a	50a	100a	50a	100a
0,5	10	10	10	10	10	10	10	10
1	10	10	10	15	10	20	10	20
2	10	10	10	20	15	25	15	25
3	10	15	15	20	20	30	20	30
4	10	15	15	25	20	35	25	35
5	10	20	20	30	25	45	30	40
6	10	20	20	35	30	50	30	50
7	15	20	25	35	35	60	35	55
8	15	25	30	40	40	65	40	65
9	15	25	30	45	45	75	45	70

Tableau 4.A1.5 – Enrobages recommandés – résistivité élevée (> 175 Ω·m).

XRC	XC1		XC2		XC3		XC4	
	50a	100a	50a	100a	50a	100a	50a	100a
0,5	10	10	10	10	10	10	10	10
1	10	10	10	15	10	20	10	15
2	10	10	10	20	15	25	15	25
3	10	15	15	20	15	30	15	30
4	10	15	15	25	20	35	20	35
5	10	20	20	30	25	45	25	40
6	10	20	20	35	30	50	30	45
7	15	20	25	35	30	60	30	55
8	15	25	25	40	35	65	35	60
9	15	25	30	45	40	70	40	70

Les Tableaux 4.A1.3 à 4.A1.5 ci-avant ont été obtenus en postulant les valeurs de k associées à l'appartenance aux classes XRC, et en arrondissant à 5 mm près la valeur obtenue de $c_{\mathrm{min,dur}} = \Delta c_{\beta} + k\,k_{\mathrm{e}}\,(t_{\mathrm{SL}} - t_{\mathrm{prop}})^{\mathrm{alpha_e}}$ selon la règle suivante : arrondi à la valeur égale ou supérieure, sauf si cet arrondi correspond à un accroissement de + 4 mm (auquel cas l'arrondi se fait à la valeur inférieure, avec un écart de – 1 mm).

Les tableaux indiquent en rouge les valeurs correspondant aux enrobages « pivot » actuels (valeurs recommandées pour les classes structurales S4 dans le cas d'une durée d'utilisation de projet de 50 ans et S6 pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans) ; en bleu et en vert, respectivement, les valeurs correspondant aux modulations d'une et de deux classes.

Ce sont ces valeurs qui ont été confrontées aux résultats de la modélisation réalisée dans le cadre de MODEVIE et aux performances mesurées sur les bétons caractérisés dans le cadre de PerfDuB, et ont permis d'aboutir aux valeurs de seuil de performance finalement proposées.

A.1.4 Évaluation des seuils de performance recommandés

Les seuils recommandés correspondent à des vitesses de carbonatation accélérée de 4 ; 3,5 ; 3 ; 2,6 ; 2,2 ; 1,8 ; 1,4 et 1 mm/jour^{0,5} assez proches des classes XRC9, XRC8, XRC7, XRC6, XRC5, XRC4, XRC3 et XRC2. Ils sont rappelés dans les Tableaux 4.A1.6 à 4.A1.9 ci-après.

Il est apparu important d'évaluer *a posteriori* la marge associée à la combinaison des seuils et des enrobages associés à l'utilisation actuelle des classes structurales, compte tenu d'une incidence potentiellement significative des arrondis. Cette marge est appréciée en confrontant l'enrobage $c_{min,dur}$ déduit de la classe structurale, noté ci-après $c_{min,dur}$ PerfDuB, et l'enrobage calculé selon la modélisation, noté $c_{min,dur}$ calcul EU brut.

Tableau 4.A1.6 – Seuils de performance recommandés (valeurs caractéristiques à 90 %) – Classes XC - DUP 50 et 100 ans

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle (valeurs caractéristiques à 90 %)		
	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	50 ans	100 ans
		Proposition PerfDuB (S4 - S3 - S2)	Proposition PerfDuB (S6 - S5 - S4)
XC1	< 100	4 - 3 - 2,2	4 - 3 - 1,8
	100 à 175		
	> 175		
XC2	< 100	3 - 2,6 - 2,2	2,6 - 2,2 - 1,8
	100 à 175	3,5 - 3 - 2,2	3 - 2,6 - 1,8
	> 175		
XC3	< 100	1,8 - 1,4 - 1	1,8 - 1,4 - 1
	100 à 175	2,2 - 1,8 - 1,4	
	> 175		
XC4	< 100	1,8 - 1,4 - 1	1,8 - 1,4 - 1
	100 à 175	2,2 - 1,8 - 1,4	
	> 175	3 - 2,6 - 1,8	2,2 - 1,8 - 1,4

Tableau 4.A1.7 – Enrobages sans modulation (classes pivot S4 – S6).

Classe d'exposition	t_{SL}	Résistivité à 90 j [Ω·m]	Seuil k_{acc} [mm/jour^{0,5}]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]	$c_{min,dur}$ calcul EU brut [mm]
XC1	50 ans	–	4	15	16
	100 ans	–	4	25	25
XC2	50 ans	< 100	3	25	25
		≥ 100	3,5	25	27
	100 ans	< 100	2,6	35	33
		≥ 100	3	35	36
XC3	50 ans	< 100	1,8	25	23
		≥ 100	2,2	25	25
	100 ans	–	1,8	35	38
XC4	50 ans	< 100	1,8	30	26
		100 à 175	2,2	30	27
		> 175	3	30	30
	100 ans	≤ 175	1,8	40	38
		> 175	2,2	40	40

Dans presque toutes les situations, la comparaison est sécuritaire et bien ajustée, ou bien l'écart est limité à 2 mm.

Dans le cas XC3 – 100 ans hors modulation, l'écart est de 3 mm et les marges compensatoires sont à trouver dans une faible occurrence de prescription et un niveau d'humidité réel (intérieur des caissons ou piles creuses) ou des conditions de protection (hourdis sous étanchéité) limitant la pénétration effective du gaz carbonique davantage que pris en compte dans les calculs.

Tableau 4.A1.8 – Enrobages avec modulation d'une classe (classes S3 – S5).

Classe d'exposition	t_{SL}	Résistivité à 90 j [Ω·m]	Seuil k_{acc} [mm/jour^{0,5}]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]	$c_{min,dur}$ calcul EU brut [mm]
XC1	50 ans	–	3	10	13
	100 ans	–	3	20	20
XC2	50 ans	< 100	2,6	20	22
		≥ 100	3	20	24
	100 ans	< 100	2,2	30	29
		≥ 100	2,6	30	32

XC3	50 ans	< 100	1,4	20	18
		≥ 100	1,8	20	21
	100 ans	–	1,4	30	31
XC4	50 ans	< 100	1,4	25	21
		100 à 175	1,8	25	22
		> 175	2,6	25	27
	100 ans	≤ 175	1,4	35	31
		> 175	1,8	35	34

Dans presque toutes les situations, la comparaison est sécuritaire et bien ajustée, ou bien l'écart est limité à 2 mm.

Les seuls écarts résiduels dépassant 3 mm concernent l'application de la modulation d'une classe dans le cas XC1 – 50 ans et XC2 – 50 ans (seuil de 3 pour une résistivité > 100 Ω·m).

Pour l'environnement XC1, la modélisation adoptée est assez peu pertinente compte tenu de l'importance de la durée de propagation qui peut être admise dans un environnement où le risque de corrosion n'est pas avéré par l'expérience. Le seuil adopté de 2 classes au-dessus de la valeur ne permettant pas de modulation est cohérent avec les dispositions de modulation actuelles basées sur la résistance.

Pour l'environnement XC2, les marges « cachées » se situent dans une estimation pessimiste de la durée admissible de propagation de la corrosion (en particulier pour une résistivité moyenne à élevée) et une prise en compte assez sécuritaire de l'effet de l'humidité du milieu environnant.

Tableau 4.A1.9 – Enrobages avec modulation de deux classes (classes S2 – S4).

Classe d'exposition	t_{SL}	Résistivité à 90 j [Ω·m]	Seuil k_{acc} [mm/jour^{0,5}]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]	$c_{min,dur}$ calcul EU brut [mm]
XC1 (*BP*)	50 ans	–	2,2	15	20
	100 ans	–	1,8	25	25
XC2	50 ans	< 100	2,2	15	19
		≥ 100	2,2	15	18
	100 ans	< 100	1,8	25	25
		≥ 100	1,8	25	25
XC3	50 ans	< 100	1	15	14
		≥ 100	1,4	15	17
	100 ans	–	1	25	24

Classe d'exposition	t_{SL}	Résistivité à 90 j [Ω·m]	Seuil k_{acc} [mm/jour^{0,5}]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]	$c_{min,dur}$ calcul EU brut [mm]
XC4	50 ans	< 100	1	20	16
		100 à 175	1,4	20	18
		> 175	1,8	20	19
	100 ans	≤ 175	1	30	24
		> 175	1,4	30	28

On note que pour que la comparaison des enrobages recommandés reste pertinente avec une modulation de 2 classes, elle a été effectuée en XC1 pour l'enrobage d'armatures de précontrainte.

Dans presque toutes les situations, la comparaison est sécuritaire et bien ajustée, ou bien l'écart est limité à 2 mm.

Les seuls écarts résiduels dépassant 3 mm concernent l'application d'une modulation de deux classes dans les cas XC1 – 50 ans et XC2 – 50 ans (pour un seuil de 2,2 indépendamment de la résistivité).

Pour l'environnement XC1, la modélisation adoptée est assez peu pertinente compte tenu de l'importance de la durée de propagation qui peut être admise dans un environnement où le risque de corrosion n'est pas avéré par l'expérience. Le seuil adopté pour une modulation de 2 classes structurales reste cohérent avec les dispositions de modulation actuelles basées sur une performance similaire à la classe pivot en XC4.

Dans le cas de l'environnement XC2, les marges « cachées » se situent dans une estimation pessimiste de la durée admissible de propagation de la corrosion (dans le calcul, 10 à 20 ans suivant la résistivité) et une prise en compte sécuritaire de l'effet de l'humidité du milieu environnant.

A.2 Risque de corrosion induite par les chlorures – XD/XS

A.2.1 Définition des classes de résistance à la pénétration des chlorures XRDS

La définition des classes de résistance aux expositions (ERC) vis-à-vis du risque de corrosion induite par la pénétration des chlorures (XRDS) est obtenue à partir de la profondeur (en mm) atteinte par les chlorures (valeur caractéristique associée à un fractile 90 % de non-dépassement) à laquelle est supposée atteinte, au bout de 50 ans dans des conditions de référence (pénétration par une face exposée à une eau de mer de référence avec une concentration de 30 g/l de chlorure de sodium NaCl à 20 °C), une concentration en chlorures égale à 0,6 % de la masse de liant (ciment + additions de type II). Il a été choisi d'exprimer XRDS comme un coefficient de diffusion, exprimé en 10^{-13} m^2/s.

En notant d_{Cl} la profondeur de référence correspondant à l'atteinte de la concentration massique en chlorures de 0,6 % par rapport au liant, les normes EN 206 et EN 1992-1-1 ont

choisi d'associer la valeur numérique désignant la classe XRDS au quart du quotient du carré de d_{Cl} (exprimée en mm), par la durée de 50 ans (exprimée en secondes), ce qui revient à XRDS = $d_{Cl}^2/631$. Par ce choix, XRDS peut par exemple s'interpréter comme la valeur caractéristique (fractile 90 % de non-dépassement) du coefficient de diffusion apparent à 50 ans du béton considéré $D_{app}(t_{50})$, dans l'hypothèse où les conditions de référence associées à la définition XRDS correspondraient à une concentration initiale en chlorures nulle (raisonnement en chlorures libres) et une concentration de surface de 3,81 % (sans prise en compte de fixation de ces chlorures).

Les valeurs recommandées de classes XRDS retenues au niveau européen correspondent à des valeurs de d_{Cl} s'étendant typiquement de 15 mm (bétons à très hautes performances) à plus de 80 mm (notamment en environnement peu agressif) d'où des classes XRDS allant de 0,5 à 10. La considération d'un mécanisme de diffusion en milieu non saturé pour les classes d'exposition XD1 et XS1 conduit à étendre cette gamme avec les classes XRDS15, XRDS20, XRDS25 et XRDS30.

A.2.2 Résumé des hypothèses de modélisation (« modèle XRDS »)

Le modèle retenu par l'approche française au sein du TC250/SC2/WG1/TG10 pour exprimer la concentration en chlorures en fonction de la profondeur x et du temps t est résumé par l'équation suivante :

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i)\left[\mathrm{erfc}\left(\frac{x - \Delta x}{2\sqrt{D_{app}(t)\,t}}\right)\right] \qquad \text{[Équ. A3]}$$

Dans cette équation, erfc représente la fonction d'erreur complémentaire, $D_{app}(t)$ est le coefficient apparent de diffusion des chlorures, Δx est l'épaisseur de la « zone de convection » où les cycles hydriques perturbent le mécanisme de progression des chlorures par diffusion, C_i est la teneur initiale en chlorures (prise nulle dans un raisonnement où on admet que les chlorures initialement présents sont liés et ne participent pas à la diffusion) et C_s la concentration dite « de surface », en fait sa valeur maximale gouvernant le mécanisme de diffusion (où on ne tient pas compte d'un mécanisme concomitant de fixation éventuelle). C_s est calculée comme le produit de la concentration du liquide en surface, supposé remplir entièrement la porosité du béton accessible à l'eau, par un facteur d'enrichissement E typiquement compris entre 2 et 3,5 et plus élevé pour les bétons de faible porosité. La valeur de $D_{app}(t_{50})$ est considérée constante pour les calculs associés à une durée d'utilisation de projet de 50 ans, compte tenu des valeurs relativement faibles des durées de propagation de la corrosion admises en environnement chloruré. Pour les calculs associés à une durée d'utilisation de projet de 100 ans, une valeur prudente du facteur de vieillissement α égale à 0,2 a été utilisée pour extrapoler D_{app} selon l'équation empirique couramment admise

$$D_{app} = D_0\,(t_0/t)^{\alpha} \qquad \text{[Équ. A4]}$$

La concentration seuil (pourcentage de la masse de chlorures libres rapportée à la masse de liant – conventionnellement composé de ciment et additions de type II) correspondant au début de la phase de propagation de la corrosion fait encore l'objet de discussions au sein de la communauté scientifique. Une valeur décroissant avec la porosité du matériau a été choisie, variant entre 0,4 et 0,8 %, plus élevée en conditions non saturées (XD1 et XS1). La profondeur X_c correspondant à l'atteinte de cette concentration peut directement se déduire de D_{app} dans l'environnement saturé de référence. En fonction des classes d'exposition, il est tenu

compte d'une diffusion apparente affectée par la température moyenne et, le cas échéant, par un coefficient réducteur traduisant le caractère non saturé du milieu, ainsi que d'une concentration de surface modulée par rapport aux conditions saturées de référence.

Finalement, l'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité est obtenu à partir de l'équation :

$$c_{\text{min,dur}} = \Delta c_{\beta} + x_{c}(t_{SL} - t_{\text{prop}}) \qquad \text{[Équ. A5]}$$

ce, afin d'assurer une probabilité de non-dépassement compatible avec un indice de fiabilité cible égal à 1,5 : $P(c_{\text{min,dur}} < x_{c}(t_{SL} - t_{\text{prop}})) < 7\,\%$

La marge Δc_{β} a été modulée en fonction de la porosité, et tient compte d'une dispersion supérieure en cas de carbonatation concomitante. L'ensemble des paramètres associés aux hypothèses de modélisation (conditions aux limites du calcul de diffusion) sont récapitulés dans les Tableaux 4.A2.10 et 4.A2.11 ci-après. Par sécurité pour le calcul de C_s, la concentration en ions chlorure de l'eau de mer a été prise à 24 g/l.

Tableau 4.A2.10 – Paramètres associés aux calculs selon les différentes classes d'exposition.

Cl. expo	$[Cl^-]$ pic	Effet T° (15 °C)	Diffusion en régime non saturé + salage variable	Épaisseur de la zone de convection		t_{prop}	Marge Δc_{β} dont carbonatation [en mm]	$[Cl^-]_{crit}$
				Δx (50 a) [en mm]	Δx (100 a) [en mm]			
XS2	C_s	$D_{(20\,°C)} \times 0{,}75$		0	0	10 ans	poro^2 × 0,02	0,44 à 0,7 %
XS1	$0{,}5 \times C_s$	$D_{(20\,°C)} \times 0{,}75$	$D \times 0{,}85^6$	0	0	10 ans	poro^2 × 0,04	0,54 à 0,8 %
XS3	$1{,}25 \times C_s$	$D_{(20\,°C)} \times 0{,}75$		poro^2 × 0,03	poro^2 × 0,04	2 ans	poro^2 × 0,02	0,44 à 0,7 %
XD2	$0{,}5 \times C_s$	$D_{(20\,°C)} \times 0{,}75$		0	0	5 ans	poro^2 × 0,03	0,44 à 0,7 %
XD1	$0{,}5 \times C_s$	$D_{(20\,°C)} \times 0{,}75$	$D \times 0{,}85^6 \times 0{,}75$	0	0	15 ans	poro^2 × 0,04	0,54 à 0,8 %
XD3	$0{,}75 \times C_s$	$D_{(20\,°C)} \times 0{,}75$	$D \times 0{,}75$	poro^2 × 0,04	poro^2 × 0,05	5 ans	poro^2 × 0,02	0,44 à 0,7 %

Parallèlement à ces hypothèses, la correspondance entre la classe XRDS et la valeur du coefficient de diffusion apparent est conditionnée par des hypothèses sur la teneur en liant, la porosité, le facteur d'enrichissement, et le coefficient de variation résultant de la variabilité locale du matériau agissant à la fois sur la diffusivité et la concentration de surface. En revanche, la dispersion sur le facteur de vieillissement et la variabilité locale de l'exposition n'ont pas été incluses dans ce terme car l'influence de ces paramètres intervient séparément. Le tableau ci-après récapitule les hypothèses sur le matériau associées aux classes XRDS prises en compte dans les simulations, qui tiennent compte des seuils actuellement fixés par la norme NF EN 206/CN et le fascicule 65.

Tableau 4.A2.11 – Paramètres associés aux calculs selon les différentes classes de résistance à l'exposition aux chlorures.

XRDS	d_{Cl}	Hypothèses			Valeurs calculées			Hyp.
		Teneur liant	Poro	Facteur enrichiss.	C_s (XS2)	C_s (XS2)	D_{app}(50) (carac. 90 %)	Variab. CoV
	[mm]	[kg/m³]	[%]	30/poro	[kg/m³]	[% liant]	[10^{-13} mm²/s]	[%]
0,5	17,8	450	11,8	3,232	9,15	2,0	0,913	64,7
1	25,1	440	12,0	3,125	9,00	2,0	1,811	62,5
1,5	30,8	430	12,2	3,023	8,85	2,1	2,695	60,5
2	35,5	420	12,4	2,927	8,71	2,1	3,556	58,5
3	43,5	410	12,6	2,834	8,57	2,1	5,291	56,7
4	50,2	400	12,8	2,747	8,44	2,1	6,980	54,9
5	56,2	385	13,0	2,663	8,31	2,2	8,521	53,3
6	61,5	370	13,3	2,544	8,12	2,2	10,015	50,9
8	71,1	360	13,5	2,47	8,00	2,2	13,149	49,4
10	79,4	350	13,8	2,36	7,83	2,2	16,311	47,3
15	97,3	330	13,9	2,33	7,77	2,4	23,147	46,6
20	112,0	320	14,0	2,30	7,71	2,4	30,110	45,9
25	126,0	300	14,5	2,14	7,45	2,5	36,642	42,8
30	138,0	280	15,0	2,00	7,20	2,6	42,215	40,0

La correspondance entre XRDS, valeur caractéristique du coefficient de diffusion apparent à 50 ans, valeur moyenne de ce coefficient et valeur seuil spécifiée pour le coefficient de migration des chlorures mesuré à 90 jours (comme pratiqué en France et selon le protocole amélioré et justifié dans le cadre de PerfDuB notamment vis-à-vis du pré-conditionnement des échantillons) répond à la formule

$$D_{app}(t) = k\,D_{rcm}(t_0)\,A(t) \qquad \text{[Équ. A6]}$$

avec $A(t) = (t_0/t)^{\alpha}$, t_0 = 90 jours, t = 50 ans et k = 1 qui constitue un choix sécuritaire négligeant les interactions des chlorures avec la matrice cimentaire.

Dans ce cadre, il a été tenu compte d'un coefficient de variation forfaitaire de 47 %, soit un ratio de 1,6 entre la valeur caractéristique spécifiée et la valeur moyenne.

Cette correspondance est donnée dans le Tableau 4.A2.12 ci-après, pour quatre valeurs discrètes du facteur de vieillissement α.

Tableau 4.A2.12 – Seuils de coefficients de migration calculés pour les différentes classes de résistance à l'exposition aux chlorures.

Classe	d_{Cl} [mm]	D_{app}(50a) carac. [10^{-13} m²/s]	D_{app}(50a) moy. [10^{-13} m²/s]	D_{rcm} (90 j) caractéristique [10^{-12} m²/s]			
				$\alpha = 0,3$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,6$
XRDS0,5	17,8	0,913	0,499	0,4	0,7	1,1	1,9
XRDS1	25,1	1,811	1,005	0,8	1,3	2,3	3,9
XRDS1,5	30,8	2,695	1,518	1,2	2,0	3,4	5,8
XRDS2	35,5	3,556	2,032	1,6	2,7	4,6	7,8
XRDS3	43,5	5,291	3,064	2,4	4,1	6,9	11,8
XRDS4	50,2	6,980	4,096	3,2	5,5	9,3	15,7
XRDS5	56,2	8,521	5,064	4,0	6,8	11,5	19,5
XRDS6	61,5	10,015	6,061	4,8	8,1	13,7	23,3
XRDS8	71,1	13,149	8,052	6,3	10,7	18,2	30,9
XRDS10	79,4	16,311	10,157	8,0	13,5	23,0	39,0
XRDS15	97,3	23,147	14,492	11,4	19,3	32,8	55,7
XRDS20	112,4	30,110	18,953	14,9	25,2	42,9	72,8
XRDS25	125,6	36,642	23,659	18,6	31,5	53,5	90,9
XRDS30	137,6	42,215	27,905	21,9	37,2	63,1	107,2

A.2.3 Calculs des enrobages recommandés en fonction des classes XRDS

Tableau 4.A2.13 – Enrobages recommandés $c_{min,dur}$

XRDS	XS1		XS2		XS3		XD1		XD2		XD3	
	50 a	100 a	50 a	100 a	50 a	100 a	50 a	100 a	50 a	100 a	50 a	100 a
0,5	10	10	15	20	25	30	10	10	10	15	20	20
1	15	20	20	30	**35**	**40**	10	15	15	15	20	25
1,5	20	20	25	35	**40**	**50**	10	15	15	20	25	30
2	20	25	**30**	**40**	**45**	**55**	15	15	20	20	30	35
3	20	25	**40**	**50**	**55**	70	15	20	20	25	**35**	40
4	25	30	45	60	60	80	15	20	25	30	40	**45**
5	25	30	**50**	65	70	90	20	25	25	35	**40**	**50**
6	**25**	**35**	55	75	80	100	20	25	**30**	**35**	**45**	**55**
8	30	40	65	85	90	115	20	30	**35**	**45**	**50**	65

10	**30**	**40**	70	100	100	130	**25**	30	**40**	**50**	60	75
15	**35**	**45**	90	120	125	160	30	**35**	45	60	70	90
20	40	**55**	105	140	145	185	**30**	**40**	**50**	65	80	105
25	45	60	120	160	165	210	**35**	**45**	60	75	90	115
30	50	65	130	180	180	235	**40**	**50**	65	85	100	130

Le Tableau 4.A2.13 précédent a été obtenu en postulant les valeurs de D_{app} associées à l'appartenance aux classes XRDS, comme précisé plus haut, et en arrondissant à 5 mm près la valeur obtenue de l'enrobage minimum recommandé $c_{min,dur} = \Delta c_\beta + x_c\ (t_{SL} - t_{prop})$ selon la règle suivante : arrondi à la valeur égale ou supérieure, sauf si cet arrondi correspond à un accroissement de + 4 mm (auquel cas l'arrondi se fait à la valeur inférieure, avec un écart de – 1 mm).

Dans ce tableau sont indiquées en rouge les valeurs correspondant aux enrobages « pivot » actuels (valeurs recommandées pour les classes structurales S4 dans le cas d'une durée d'utilisation de projet de 50 ans et S6 pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans) ; en bleu et en vert, respectivement, les valeurs correspondant aux modulations d'une et de deux classes. Il en ressort en particulier les classes de résistance à l'exposition aux chlorures (classes « pivot » dans le Tableau 4.A2.14 ci-après), identiques pour les durées d'utilisation de projet de 50 et 100 ans :

	50 ans	100 ans
XD1	XRDS25	XRDS25
XS1	XRDS15	XRDS15
XD2	XRDS10	XRDS10
XS2	XRDS3	XRDS3
XD3	XRDS6	XRDS6
XS3	XRDS2	XRDS2

Tableau 4.A2.14 – Classes de résistance à l'exposition aux chlorures : classes pivot et seuils associés.

Classe	Expo	Durée d'utilisation	Poro	Seuil D_{rcm} (90 j) [en 10^{-12} m²/s]			
				$\alpha = 0,3$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,6$
XRDS2	XS3	50 ans / 100 ans	12,4	1,6	2,7	4,6	7,8
XRDS3	XS2	50 ans / 100 ans	12,6	2,4	4,1	6,9	11,8
XRDS6	XD3	50 ans / 100 ans	13,3	4,8	8,1	13,7	23,3
XRDS10	XD2	50 ans / 100 ans	13,8	8,0	13,5	23,0	39,0
XRDS15	XS1	50 ans / 100 ans	13,9	11,4	19,3	32,8	55,7
XRDS25	XD1	50 ans / 100 ans	14,5	18,6	31,5	53,5	90,9

Ce sont les valeurs des seuils de coefficients de diffusion issues de ces classes qui ont été confrontées aux résultats de la modélisation réalisée dans le cadre de MODEVIE, et aux

performances mesurées sur les bétons caractérisés dans le cadre de PerfDuB, et ont permis d'aboutir aux valeurs de seuil de performance finalement proposées, en réinterrogeant le cas échéant les hypothèses de la modélisation : distinction des zones de marnage et de projection par rapport aux zones soumises aux embruns en classe XS3 ; distinction des zones soumises au salage fréquent ou très fréquent en classes XD3 ; prise en compte d'une durée de propagation nettement plus importante en classes XS2 dans la mesure où les niveaux présentant un risque d'oxygène dissous et de continuité électrique avec les zones de marnage sont exclus.

A.2.4 Évaluation des seuils de performance recommandés

Les seuils recommandés, rappelés ci-après dans les Tableaux 4.A2.15 et 4.A2.16, correspondent à des valeurs discrètes du coefficient de diffusion apparent des chlorures identifié par essai de migration en régime non stationnaire (accéléré) à 90 jours. Les valeurs retenues (exprimées en 10^{-12} m^2/s) sont de 28, 22, 16, 9, 5, 3, 2, 1,5 et 1. L'échelonnement de ces valeurs est compatible, aux arrondis près, avec une correspondance approchée avec les classes XRDS20, XRDS10, XRDS6, XRDS4, XRDS2 et XRDS1,5.

Tableau 4.A2.15 – Seuils de performance associés aux classes d'exposition XS – enrobages de base.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle, D_{rcm} (90 j) [en 10^{-12} m^2/s] (valeurs caractéristiques à 90 %)		
	Facteur de vieillissement	50 ans	100 ans
		Proposition PerfDuB (S4)	Proposition PerfDuB (S6)
XS1	0,30 à 0,39	16 28 si poro < 13,5 %	9 16 si poro < 13,5 %
	0,40 et plus	28	22
XS2	0,30 à 0,39	5 9 si poro < 13,5 %	3 5 si poro < 13,5 %
	0,40 à 0,49	9	5
	0,50 et plus	16	9
XS3e (embruns)	0,30 à 0,39	5	5
	0,40 à 0,49	9	9
	0,50 à 0,59	16	16
	0,60 et plus	22	22
XS3m (marnage et projections)	0,30 à 0,39	2	2
	0,40 à 0,49	3	3
	0,50 à 0,59	5	5
	0,60 et plus	9	9

Pour les classes d'exposition XS détaillées ci-dessus comme pour les classes XD du tableau ci-après, la modulation d'une classe structurale (/de 2 classes) est à associer au décalage d'un cran (/de 2 crans) du seuil de coefficient de diffusion des chlorures (résultat de l'essai à 90 jours en 10^{-12} m^2/s), vers la droite, dans la liste ci-après :

28 - 22 - 16 - 9 - 5 - 3 - 2 - 1,5 - 1

Tableau 4.A2.16 – Seuils de performance associés aux classes d'exposition XD – enrobages de base.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle, D_{rcm} (90 j) [en 10^{-12} m^2/s] (valeurs caractéristiques à 90 %)		
	Facteur de vieillissement	50 ans	100 ans
		Proposition PerfDuB (S4)	Proposition PerfDuB (S6)
XD1	0,30 à 0,39	16 28 si poro < 13,5 %	16 22 si poro < 13,5 %
	0,40 et plus	28	28
XD2	0,30 à 0,39	9	9
	0,40 à 0,49	16	16
	0,50 et plus	22	22
XD3f (salage fréquent)	0,30 à 0,39	9	9
	0,40 à 0,49	16	16
	0,50 et plus	22	22
XD3tf (salage très fréquent)	0,30 à 0,39	5	5
	0,40 à 0,49	9	9
	0,50 et plus	16	16

Il est apparu important d'évaluer *a posteriori* la marge associée à la combinaison de ces seuils et des enrobages associés à l'utilisation actuelle des classes structurales, compte tenu d'une incidence potentiellement significative des arrondis. Cette marge est appréciée en confrontant l'enrobage $c_{min,dur}$ déduit de la classe structurale, noté ci-après $c_{min,dur}$ PerfDuB, et l'enrobage calculé selon la modélisation, noté $c_{min,dur}$ XRDS brut.

Les calculs ont été effectués avec les hypothèses ajustées présentées dans le Tableau 4.A2.17 ci-après. L'effet d'une température moyenne de 15 °C a été systématiquement pris en compte, introduisant un coefficient 0,75 par rapport à la valeur déterminée à 20 °C. C_s a été prise égale à 6,6 kg/m^3 quelle que soit la porosité du matériau, en cohérence avec une salinité de l'eau de mer correspondant à 22 g/l de chlorures. Les hypothèses de teneur en liant se sont rattachées aux prescriptions du fascicule 65 du CCTG pour la durée d'utilisation de projet de 100 ans et sur celles de la norme NF EN 206/CN pour la durée d'utilisation de projet de 50 ans. Pour les simulations correspondant à une porosité inférieure au seuil de 13,5 %, il a pu être considéré une teneur en liant supérieure.

Tableau 4.A2.17 – Simulations destinées à la validation des seuils – paramètres associés.

	Concentration de surface/ au pic	Diff. non sat. + salage variable	Ép. zone convection (50 ans)	Ép. zone convection (100 ans)	t_{prop}	Marge Δc_β + carbonatation
XS2	C_s		0 mm	0 mm	30 ans	poro^2 × 0,02 mm
XS1	0,5 × *Cs*	$D \times 0{,}85^6$	0 mm	0 mm	10 ans	poro^2 × 0,04 mm
XS3e	0,65 × *Cs*		poro^2 × 0,03 mm	poro^2 × 0,04 mm	2 ans	poro^2 × 0,02 mm
XS3m	1,25 × *Cs*		poro^2 × 0,03 mm	poro^2 × 0,04 mm	2 ans	poro^2 × 0,02 mm
XD2	0,5 × *Cs*		0 mm	0 mm	5 ans	poro^2 × 0,03 mm
XD1	0,5 × *Cs*	$D \times 0{,}85^6 \times 0{,}75$	0 mm	0 mm	15 ans	poro^2 × 0,04 mm
XD3f	0,6 × *Cs*	$D \times 0{,}75$	poro^2 × 0,04 mm	poro^2 × 0,05 mm	5 ans	poro^2 × 0,02 mm
XD3tf	0,75 × *Cs*	$D \times 0{,}75$	poro^2 × 0,04 mm	poro^2 × 0,05 mm	5 ans	poro^2 × 0,02 mm

Tableau 4.A2.18 – Validation des seuils par comparaison des enrobages – XS-seuils de base (classes pivot S4–S6).

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
9	0,3	XS1	100	14	330	11,48	45,9	18,24	2,14	0,60	34,2	45
16	0,3	XS1	50	14,5	330	20,4	42,8	31,59	2,07	0,55	34,9	35
16	0,3	XS1	100	13,5	330	20,4	49,4	33,32	2,22	0,65	41,2	45
28	0,3	XS1	50	13,5	330	35,71	49,4	58,33	2,22	0,65	39,7	35
22	0,4	XS1	100	14	330	16,52	45,9	26,24	2,14	0,60	39,5	45
28	0,4	XS1	50	14,5	330	21,02	42,8	32,55	2,07	0,55	35,3	35
3	0,3	XS2	100	14	330	3,83	45,9	6,08	2,14	0,60	48,8	50
5	0,3	XS2	50	14,5	330	6,38	42,8	9,88	2,07	0,55	40,8	40
5	0,3	XS2	100	13,5	380	6,38	49,4	10,42	2,22	0,65	52,6	50
9	0,3	XS2	50	13,5	330	11,48	49,4	18,75	2,22	0,65	44,1	40
5	0,4	XS2	100	14	330	3,75	45,9	5,96	2,14	0,60	47,1	50
9	0,4	XS2	50	14,5	330	6,76	42,8	10,47	2,07	0,55	41,9	40
9	0,5	XS2	100	14	330	3,98	45,9	6,32	2,14	0,60	48,4	50
16	0,5	XS2	50	14,5	330	7,07	42,8	10,95	2,07	0,55	42,7	40
5	0,3	XS3e	100	13	350	6,38	53,3	10,74	2,31	0,60	52,9	55
5	0,3	XS3e	50	13,5	350	6,38	49,4	10,42	2,22	0,55	42,5	45
9	0,4	XS3e	100	13	350	6,76	53,3	11,38	2,31	0,6	54,1	55
9	0,4	XS3e	50	13,5	350	6,76	49,4	11,04	2,22	0,55	43,5	45
16	0,5	XS3e	100	13	350	7,07	53,3	11,90	2,31	0,60	55,2	55
16	0,5	XS3e	50	13,5	350	7,07	49,4	11,55	2,22	0,55	44,3	45
22	0,6	XS3e	100	13	350	5,72	53,3	9,63	2,31	0,60	50,7	55
22	0,6	XS3e	50	13,5	350	5,72	49,4	9,34	2,22	0,55	40,7	45
2	0,3	XS3m	100	13	**400**	2,55	53,3	4,29	2,31	0,60	57,5	55
2	0,3	XS3m	50	13,5	350	2,55	49,4	4,16	2,22	0,55	49,7	45
3	0,4	XS3m	100	13	350	2,25	53,3	3,79	2,31	0,60	59	55
3	0,4	XS3m	50	13,5	350	2,25	49,4	3,67	2,22	0,55	47,2	45
5	0,5	XS3m	100	13	350	2,21	53,3	3,72	2,31	0,60	58,6	55

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
5	0,5	XS3m	50	13,5	350	2,21	49,4	3,61	2,22	0,55	46,9	45
9	0,6	XS3m	100	13	350	2,34	53,3	3,94	2,31	0,60	60	55
9	0,6	XS3m	50	13,5	350	2,34	49,4	3,82	2,22	0,55	48	45

Tableau 4.A2.19 – Validation des seuils par comparaison des enrobages – XS-modulation d'une classe (S3–S5).

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
5	0,3	XS1	100	14	330	6,38	45,9	10,13	2,14	0,60	27,5	40
9	0,3	XS1	50	14,5	330	11,48	42,8	17,78	2,07	0,55	28,3	30
9	0,3	XS1	100	13,5	330	11,48	49,4	18,75	2,22	0,65	32,7	40
22	0,3	XS1	50	13,5	**350**	28,05	49,4	45,81	2,22	0,65	34,9	30
16	0,4	XS1	100	14	330	12,01	45,9	19,08	2,14	0,60	34,9	40
22	0,4	XS1	50	14,5	330	16,52	42,8	25,58	2,07	0,55	32,3	30
2	0,3	XS2	100	14	330	2,55	45,9	4,05	2,14	0,60	40,6	45
3	0,3	XS2	50	14,5	330	3,83	42,8	5,93	2,07	0,55	32,5	35
3	0,3	XS2	100	13,5	**380**	3,83	49,4	6,26	2,22	0,65	41,6	45
5	0,3	XS2	50	13,5	330	6,38	49,4	10,42	2,22	0,65	33,8	35
3	0,4	XS2	100	14	330	2,25	45,9	3,57	2,14	0,60	37,3	45
5	0,4	XS2	50	14,5	330	3,75	42,8	5,81	2,07	0,55	32,2	35
5	0,5	XS2	100	14	330	2,21	45,9	3,51	2,14	0,60	37,1	45
9	0,5	XS2	50	14,5	330	3,98	42,8	6,16	2,07	0,55	33,1	35
3	0,3	XS3e	100	13	350	3,83	53,3	6,45	2,31	0,60	45,8	50
3	0,3	XS3e	50	13,5	350	3,83	49,4	6,26	2,22	0,55	35	40
5	0,4	XS3e	100	13	350	3,75	53,3	6,31	2,31	0,60	42,9	50
5	0,4	XS3e	50	13,5	350	3,75	49,4	6,12	2,22	0,55	34,7	40
9	0,5	XS3e	100	13	350	3,98	53,3	6,70	2,31	0,60	43,9	50
9	0,5	XS3e	50	13,5	350	3,98	49,4	6,50	2,22	0,55	35,5	40

16	0,6	XS3e	100	13	350	4,16	53,3	7,00	2,31	0,60	44,7	50
16	0,6	XS3e	50	13,5	350	4,16	49,4	6,79	2,22	0,55	36,1	40
1,5	0,3	XS3m	100	13	**400**	1,91	53,3	3,22	2,31	0,60	51,1	50
1,5	0,3	XS3m	50	13,5	350	1,91	49,4	3,12	2,22	0,55	44,3	40
2	0,4	XS3m	100	13	350	1,50	53,3	2,52	2,31	0,60	50	50
2	0,4	XS3m	50	13,5	350	1,50	49,4	2,45	2,22	0,55	40,3	40
3	0,5	XS3m	100	13	350	1,33	53,3	2,24	2,31	0,60	47,7	50
3	0,5	XS3m	50	13,5	350	1,33	49,4	2,17	2,22	0,55	38,4	40
5	0,6	XS3m	100	13	350	1,30	53,3	2,19	2,31	0,60	47,3	50
5	0,6	XS3m	50	13,5	350	1,30	49,4	2,12	2,22	0,55	38,1	40

Tableau 4.A2.20 – Validation des seuils par comparaison des enrobages – XS-modulation de deux classes (S2–S4).

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
3	0,3	XS1	100	14	330	3,83	45,9	6,08	2,14	0,60	23,1	35
5	0,3	XS1	50	14,5	330	6,38	42,8	9,88	2,07	0,55	23,2	25
5	0,3	XS1	100	13,5	330	6,38	49,4	10,42	2,22	0,65	26,3	35
16	0,3	XS1	50	13,5	**370**	20,4	49,4	33,32	2,22	0,65	29,9	25
9	0,4	XS1	100	14	330	6,76	45,9	10,74	2,14	0,60	28,1	35
16	0,4	XS1	50	14,5	330	12,01	42,8	18,60	2,07	0,55	28,7	25
1,5	0,3	XS2	100	14	330	1,91	45,9	3,03	2,14	0,60	35,6	40
2	0,3	XS2	50	14,5	330	2,55	42,8	3,95	2,07	0,55	27,3	30
2	0,3	XS2	100	13,5	**380**	2,55	49,4	4,16	2,22	0,65	34,6	40
3	0,3	XS2	50	13,5	330	3,83	49,4	6,26	2,22	0,65	27,0	30
2	0,4	XS2	100	14	330	1,50	45,9	2,38	2,14	0,60	31,2	40
3	0,4	XS2	50	14,5	330	2,25	42,8	3,48	2,07	0,55	25,9	30
3	0,5	XS2	100	14	330	1,33	45,9	2,11	2,14	0,60	29,6	40
5	0,5	XS2	50	14,5	330	2,21	42,8	3,42	2,07	0,55	25,8	30
2	0,3	XS3e	100	13	350	2,55	53,3	4,29	2,31	0,60	39,2	45

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
2	0,3	XS3e	50	13,5	350	2,55	49,4	4,16	2,22	0,55	30,2	35
3	0,4	XS3e	100	13	350	2,25	53,3	3,79	2,31	0,60	35,6	45
3	0,4	XS3e	50	13,5	350	2,25	49,4	3,67	2,22	0,55	28,9	35
5	0,5	XS3e	100	13	350	2,21	53,3	3,72	2,31	0,60	35,3	45
5	0,5	XS3e	50	13,5	350	2,21	49,4	3,61	2,22	0,55	28,8	35
9	0,6	XS3e	100	13	350	2,34	53,3	3,94	2,31	0,60	36,1	45
9	0,6	XS3e	50	13,5	350	2,34	49,4	3,82	2,22	0,55	29,3	35
1	0,3	XS3m	100	13	**400**	1,28	53,3	2,15	2,31	0,6	43,6	45
1	0,3	XS3m	50	13,5	350	1,28	49,4	2,09	2,22	0,55	37,9	35
1,5	0,4	XS3m	100	13	350	1,13	53,3	1,90	2,31	0,60	44,7	45
1,5	0,4	XS3m	50	13,5	350	1,13	49,4	1,85	2,22	0,55	36,2	35
2	0,5	XS3m	100	13	350	0,88	53,3	1,48	2,31	0,60	40,6	45
2	0,5	XS3m	50	13,5	350	0,88	49,4	1,44	2,22	0,55	33,0	35
3	0,6	XS3m	100	13	350	0,78	53,3	1,31	2,31	0,60	38,9	45
3	0,6	XS3m	50	13,5	350	0,78	49,4	1,27	2,22	0,55	31,6	35

Les Tableaux 4.A2.18 à 4.A2.20 indiquent sur fond vert les cas où les dispositions sont estimées sécuritaires par le calcul. Sur fond jaune, l'enrobage nécessaire estimé par le calcul n'excède pas la valeur issue de l'application de l'Eurocode de plus de 5 mm, ce que l'on peut considérer comme une marge couverte par l'écart entre enrobage nominal et enrobage minimum (tolérance liée à l'exécution). Moyennant quelques ajustements plausibles des hypothèses sur la teneur en liant, il n'apparaît pas de situation où l'enrobage serait inférieur de plus de 5 mm à la valeur calculée. Le nombre de cas où l'enrobage calculé est inférieur à la valeur requise augmente pour les tableaux correspondant à une modulation d'enrobage, ce qui est satisfaisant.

Tableau 4.A2.21 – Validation des seuils par comparaison des enrobages – XD-seuils de base (classes pivot S4–S6).

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
16	0,3	XD1	100	14	330	20,4	45,9	32,4	2,14	0,6	42,3	45
16	0,3	XD1	50	15	280	20,4	40,0	30,86	2,00	0,5	37,4	35
22	0,3	XD1	100	13,5	330	28,05	49,4	45,81	2,22	0,65	46,2	45
28	0,3	XD1	50	13,5	330	35,71	49,4	58,33	2,22	0,65	38,0	35
28	0,4	XD1	100	14	330	21,02	45,9	33,39	2,14	0,60	42,8	45
28	0,4	XD1	50	15	280	21,02	40,0	31,8	2,00	0,50	37,8	35
9	0,3	XD2	100	14	330	11,48	45,9	18,24	2,14	0,50	54,7	50
9	0,3	XD2	50	14,5	330	11,48	42,8	17,78	2,07	0,45	44,0	40
16	0,4	XD2	100	14	**350**	12,01	45,9	19,08	2,14	0,50	54,3	50
16	0,4	XD2	50	14,5	330	12,01	42,8	18,6	2,07	0,45	44,9	40
22	0,5	XD2	100	14	330	9,72	45,9	15,44	2,14	0,50	50,8	50
22	0,5	XD2	50	14,5	330	9,72	42,8	15,05	2,07	0,45	41,0	40
9	0,3	XD3F	100	13	350	11,48	53,3	19,32	2,31	0,60	55,7	55
9	0,3	XD3F	50	13,5	350	11,48	49,4	18,75	2,22	0,55	43,9	45
16	0,4	XD3F	100	13	350	12,01	53,3	20,22	2,31	0,60	56,8	55
16	0,4	XD3F	50	13,5	350	12,01	49,4	19,62	2,22	0,55	44,9	45
22	0,5	XD3F	100	13	350	9,72	53,3	16,36	2,31	0,60	51,5	55
22	0,5	XD3F	50	13,5	350	9,72	49,4	15,88	2,22	0,55	40,8	45
5	0,3	XD3TF	100	13	385	6,38	53,3	10,74	2,31	0,60	57,4	55
5	0,3	XD3TF	50	13	350	6,38	53,3	10,74	2,31	0,60	46,3	45
9	0,4	XD3TF	100	13	385	6,76	53,3	11,38	2,31	0,60	58,8	55
9	0,4	XD3TF	50	13	350	6,76	53,3	11,38	2,31	0,60	47,3	45
16	0,5	XD3TF	100	13	385	7,07	53,3	11,9	2,31	0,60	59,9	55
16	0,5	XD3TF	50	13	350	7,07	53,3	11,9	2,31	0,60	48,2	45

Tableau 4.A2.22 – Validation des seuils par comparaison des enrobages – XD-modulation d'une classe (S3–S5).

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
9	0,3	XD1	100	14	330	11,48	45,9	18,24	2,14	0,60	33,7	40
9	0,3	XD1	50	15	280	11,48	40,0	17,37	2,00	0,50	30,3	30
16	0,3	XD1	100	13,5	330	20,4	49,4	33,32	2,22	0,65	40,4	40
22	0,3	XD1	50	13,5	330	28,05	49,4	45,81	2,22	0,65	34,5	30
22	0,4	XD1	100	14	330	16,52	45,9	26,24	2,14	0,60	38,8	40
22	0,4	XD1	50	15	280	16,52	40,0	24,99	2,00	0,50	34,5	30
5	0,3	XD2	100	14	330	6,38	45,9	10,13	2,14	0,50	42,3	45
5	0,3	XD2	50	14,5	330	6,38	42,8	9,88	2,07	0,45	34,5	35
9	0,4	XD2	100	14	330	6,76	45,9	10,74	2,14	0,50	43,3	45
9	0,4	XD2	50	14,5	330	6,76	42,8	10,47	2,07	0,45	35,2	35
16	0,5	XD2	100	14	330	7,07	45,9	11,23	2,14	0,5	44,2	45
16	0,5	XD2	50	14,5	330	7,07	42,8	10,95	2,07	0,45	35,9	35
5	0,3	XD3F	100	13	350	6,38	53,3	10,74	2,31	0,60	42,3	50
5	0,3	XD3F	50	13,5	350	6,38	49,4	10,42	2,22	0,55	33,7	40
9	0,4	XD3F	100	13	350	6,76	53,3	11,38	2,31	0,60	43,5	50
9	0,4	XD3F	50	13,5	350	6,76	49,4	11,04	2,22	0,55	34,6	40
16	0,5	XD3F	100	13	350	7,07	53,3	11,90	2,31	0,60	44,4	50
16	0,5	XD3F	50	13,5	350	7,07	49,4	11,55	2,22	0,55	35,3	40
3	0,3	XD3TF	100	13	385	3,83	53,3	6,45	2,31	0,60	47,2	50
3	0,3	XD3TF	50	13	350	3,83	53,3	6,45	2,31	0,60	38,2	40
5	0,4	XD3TF	100	13	385	3,75	53,3	6,31	2,31	0,60	46,8	50
5	0,4	XD3TF	50	13	350	3,75	53,3	6,31	2,31	0,60	37,9	40
9	0,5	XD3TF	100	13	385	3,98	53,3	6,70	2,31	0,60	47,9	50
9	0,5	XD3TF	50	13	350	3,98	53,3	6,70	2,31	0,60	38,7	40

Comme pour les classes XS, les Tableaux 4.A2.21 et 4.A2.22 des classes XD indiquent sur fond vert les cas où les dispositions sont estimées sécuritaires par le calcul. Sur fond jaune, l'enrobage nécessaire estimé par le calcul n'excède pas la valeur issue de l'application de l'Eurocode de plus de 5 mm, ce que l'on peut considérer comme une marge couverte par l'écart entre enrobage nominal et enrobage minimum (tolérance liée à l'exécu-

tion). Moyennant un nombre très limité d'ajustements plausibles des hypothèses sur la teneur en liant, il n'apparaît pas de situation où l'enrobage serait inférieur de plus de 5 mm à la valeur calculée. Le nombre de cas où l'enrobage calculé est inférieur à la valeur requise augmente pour les tableaux correspondant à une modulation d'enrobage, ce qui est satisfaisant car le retour d'expérience est moindre.

Tableau 4.A2.23 – Validation des seuils par comparaison des enrobages – XD-modulation de deux classes (S2–S4).

D_{rcm} (90) spécifié [10^{-12} m²/s]	Fact. vieill. α	Classe d'expo.	Durée d'utilisation [an]	Porosité [%]	Teneur en liant [kg/m³]	D_{app} moy. (50) [10^{-13} m²/s]	CoV [%]	D_{app} carac. (50) [10^{-13} m²/s]	Enrich. 30/poro	C_{crit} [% liant]	$c_{min,dur}$ XRDS brut [mm]	$c_{min,dur}$ PerfDuB [mm]
5	0,3	XD1	100	14	330	6,38	45,9	10,13	2,14	0,60	27,1	35
5	0,3	XD1	50	15	280	6,38	40	9,65	2,00	0,50	24,9	25
9	0,3	XD1	100	13,5	330	11,48	49,4	18,75	2,22	0,65	32,1	35
16	0,3	XD1	50	13,5	**350**	20,4	49,4	33,32	2,22	0,65	29,6	25
16	0,4	XD1	100	14	330	12,01	45,9	19,08	2,14	0,60	34,2	35
16	0,4	XD1	50	15	**320**	12,01	40	18,17	2,00	0,50	29,4	25
3	0,3	XD2	100	14	330	3,83	45,9	6,08	2,14	0,50	34,1	40
3	0,3	XD2	50	14,5	330	3,83	42,8	5,93	2,07	0,45	28,1	30
5	0,4	XD2	100	14	330	3,75	45,9	5,96	2,14	0,50	33,8	40
5	0,4	XD2	50	14,5	330	3,75	42,8	5,81	2,07	0,45	27,9	30
9	0,5	XD2	100	14	330	3,98	45,9	6,32	2,14	0,50	34,6	40
9	0,5	XD2	50	14,5	330	3,98	42,8	6,16	2,07	0,45	28,5	30
3	0,3	XD3F	100	13	350	3,83	53,3	6,45	2,31	0,60	33,6	45
3	0,3	XD3F	50	13,5	350	3,83	49,4	6,26	2,22	0,55	27,0	35
5	0,4	XD3F	100	13	350	3,75	53,3	6,31	2,31	0,60	33,3	45
5	0,4	XD3F	50	13,5	350	3,75	49,4	6,12	2,22	0,55	26,7	35
9	0,5	XD3F	100	13	350	3,98	53,3	6,70	2,31	0,60	34,1	45
9	0,5	XD3F	50	13,5	350	3,98	49,4	6,50	2,22	0,55	27,4	35
2	0,3	XD3TF	100	13	385	2,55	53,3	4,29	2,31	0,60	40,6	45
2	0,3	XD3TF	50	13	350	2,55	53,3	4,29	2,31	0,60	33,0	35
3	0,4	XD3TF	100	13	385	2,25	53,3	3,79	2,31	0,60	39,0	45
3	0,4	XD3TF	50	13	350	2,25	53,3	3,79	2,31	0,60	31,6	35
5	0,5	XD3TF	100	13	385	2,21	53,3	3,72	2,31	0,60	38,7	45
5	0,5	XD3TF	50	13	350	2,21	53,3	3,72	2,31	0,60	31,4	35

ANNEXE B

Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale

Tableau 4.B.24 – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XC pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation MODEVIE	Modèle XRC	Seuils retenus
XC1	< 100	–	4	2,6	3
	100 à 175		4		
	> 175		4		
XC2	< 100	–	2,9	2,2	2,6
	100 à 175		2,9	2,6	3
	> 175		2,9	2,6	
XC3	< 100	–	1,4	1,4	1,4
	100 à 175		1,5	1,8	1,8
	> 175		1,6	1,8	
XC4	< 100	–	1,7	1,8	1,4
	100 à 175		2	1,8	1,8
	> 175		3	2,2	2,6

Tableau 4.B.25 – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XC pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] pour une durabilité de 100 ans			
		Base de données	Modélisation MODEVIE	Modèle XRC	Seuils retenus
XC1	< 100	–	4	3	3
	100 à 175				
	> 175				

XC2	< 100	–	2,9	2,2	2,2
	100 à 175			2,2	2,6
	> 175				
XC3	< 100	–	1,4	1,4	1,4
	100 à 175		1,4		
	> 175		1,5		
XC4	< 100	–	1,5	1,4	1,4
	100 à 175		1,6	1,8	1,8
	> 175		2		

Tableau 4.B.26 – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XS pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

		Critères de qualification performantielle			
Classe d'exposition	**Modulation selon classe *ageing factor***	**Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans**			
		Base de données	**Modélisation PerfDuB**	**Modèle XRDS**	**Seuils retenus**
XS1	0,30 à 0,39	–	14 (19*)		9 (22*)
	0,40 à 0,49		22		22
	0,50 à 0,59		36		
	0,60 et plus				
XS2	0,30 à 0,39	–	4		3 (5*)
	0,40 à 0,49		7		5
	0,50 à 0,59		11		9
	0,60 et plus		20		
XS3e	0,30 à 0,39	–	3		3
	0,40 à 0,49		5		5
	0,50 à 0,59		8		9
	0,60 et plus		16		16
XS3m	0,30 à 0,39	–	1,3		1,5
	0,40 à 0,49		2,2		2
	0,50 à 0,59		3,5		3
	0,60 et plus		7		5

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Tableau 4.B.27 – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XS pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 100 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XS1	0,30 à 0,39	–	13 (17*)		5 (9*)
	0,40 à 0,49		22		16
	0,50 à 0,59		40		
	0,60 et plus				
XS2	0,30 à 0,39	–	3		2 (3*)
	0,40 à 0,49		6		3
	0,50 à 0,59		10		5
	0,60 et plus		22		
XS3e	0,30 à 0,39	–	3		3
	0,40 à 0,49		5		5
	0,50 à 0,59		9		9
	0,60 et plus		22		16
XS3m	0,30 à 0,39	–	1,4		1,5
	0,40 à 0,49		2,4		2
	0,50 à 0,59		4,5		3
	0,60 et plus		10		5

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Pour les classes XS, les seuils issus de la modélisation XRDS n'ont pas été calculés mais les enrobages déduits des valeurs retenues ont été vérifiés en cohérence avec la minoration d'enrobage visée (cf. annexe A).

Tableau 4.B.28 – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XD pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

Classe d'exposition	Modulation selon classe *ageing factor*	Critères de qualification performantielle			
		Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XD1	0,30 à 0,39	–			9 (22*)
	0,40 à 0,49				22
	0,50 à 0,59				
	0,60 et plus				
XD2	0,30 à 0,39	–	6		5
	0,40 à 0,49		10		9
	0,50 à 0,59		16		16
	0,60 et plus		31		
XD3 salage fréquent	0,30 à 0,39	–	7		5
	0,40 à 0,49		11		9
	0,50 à 0,59		19		16
	0,60 et plus		36		
XD3 salage très fréquent	0,30 à 0,39	–			3
	0,40 à 0,49				5
	0,50 à 0,59				9
	0,60 et plus				

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Pour les classes XD, les seuils issus de la modélisation XRDS n'ont pas été calculés mais les enrobages déduits des valeurs retenues ont été vérifiés en cohérence avec la minoration d'enrobage visée (cf. annexe A).

Tableau 4.B.29 – Seuils de performance pour minoration d'une classe structurale exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XD pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 100 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XD1	0,30 à 0,39	–			9 (16*)
	0,40 à 0,49				22
	0,50 à 0,59				
	0,60 et plus				
XD2	0,30 à 0,39	–	5		5
	0,40 à 0,49		8		9
	0,50 à 0,59		15		16
	0,60 et plus		33		
XD3 salage fréquent	0,30 à 0,39	–	7		5
	0,40 à 0,49		12		9
	0,50 à 0,59		21		16
	0,60 et plus		46		
XD3 salage très fréquent	0,30 à 0,39	–			3
	0,40 à 0,49				5
	0,50 à 0,59				9
	0,60 et plus				

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Pour les classes XD, les seuils issus de la modélisation XRDS n'ont pas été calculés mais les enrobages déduits des valeurs retenues ont été vérifiés en cohérence avec la minoration d'enrobage visée (cf. annexe A).

ANNEXE C

Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales

Tableau 4.C.30 – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XC pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

	Critères de qualification performantielle				
Classe d'exposition	**Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]**	**Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] pour une durabilité de 50 ans**			
		Base de données	**Modélisation MODEVIE**	**Modèle XRC**	**Seuils retenus**
XC1	< 100	–	4	1,4	2,2
	100 à 175		4		
	> 175		4		
XC2	< 100	–	2,3	1,8	2,2
	100 à 175		2,3	1,8	
	> 175		2,3	1,8	
XC3	< 100	2,0	1,1	1	1
	100 à 175		1,2	1	1,4
	> 175		1,2	1,4	
XC4	< 100	2,0	1,3	1,4	1
	100 à 175		1,5	1,4	1,4
	> 175		2	1,8	1,8

Tableau 4.C.31 – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XC pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe de résistivité à 90 j [Ω·m]	Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour^{0,5}] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation MODEVIE	Modèle XRC	Seuils retenus
XC1	< 100	–	4	1,8	1,8
	100 à 175		4		
	> 175		4		
XC2	< 100	–	2,4	1,8	1,8
	100 à 175		2,4	1,8	
	> 175		2,4	1,8	
XC3	< 100	–	1,2	1	1
	100 à 175		1,2		
	> 175		1,3		
XC4	< 100	–	1,3	1	1
	100 à 175		1,4	1,4	
	> 175		1,6		1,4

Tableau 4.C.32 – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XS pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XS1	0,30 à 0,39	34	10 (14*)		5 (16*)
	0,40 à 0,49		16		16
	0,50 à 0,59		26		
	0,60 et plus				
XS2	0,30 à 0,39	34	3		2 (3*)
	0,40 à 0,49		5		3
	0,50 à 0,59		8		5
	0,60 et plus		16		
XS3e	0,30 à 0,39	17	2		2
	0,40 à 0,49		3		3
	0,50 à 0,59		5		5
	0,60 et plus		10		9

XS3m	0,30 à 0,39	17	0,9		1
	0,40 à 0,49		1,5		1,5
	0,50 à 0,59		2,4		2
	0,60 et plus		4,5		3

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Pour les classes XS, les seuils issus de la modélisation XRDS n'ont pas été calculés mais les enrobages déduits des valeurs retenues ont été vérifiés en cohérence avec la minoration d'enrobage visée (cf. annexe A).

Tableau 4.C.33 – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XS pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

	Critères de qualification performantielle				
Classe d'exposition	**Modulation selon classe *ageing factor***	**Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m²/s] pour une durabilité de 50 ans**			
		Base de données	**Modélisation PerfDuB**	**Modèle XRDS**	**Seuils retenus**
XS1	0,30 à 0,39	–	10 (13*)		3 (5*)
	0,40 à 0,49		17		9
	0,50 à 0,59		30		
	0,60 et plus		90		
XS2	0,30 à 0,39	–	2,5		1,5 (2*)
	0,40 à 0,49		4		2
	0,50 à 0,59		8		3
	0,60 et plus		18		
XS3e	0,30 à 0,39	–	2,4		2
	0,40 à 0,49		4		3
	0,50 à 0,59		7		5
	0,60 et plus		16		9
XS3m	0,30 à 0,39	–	1		1
	0,40 à 0,49		1,8		1,5
	0,50 à 0,59		3		2
	0,60 et plus		7		3

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Pour les classes XS, les seuils issus de la modélisation XRDS n'ont pas été calculés mais les enrobages déduits des valeurs retenues ont été vérifiés en cohérence avec la minoration d'enrobage visée (cf annexe A).

Tableau 4.C.34 – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XD pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

Classe d'exposition	Critères de qualification performantielle				
	Modulation selon classe *ageing factor*	Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XD1	0,30 à 0,39	–			5 (16*)
	0,40 à 0,49				16
	0,50 à 0,59				
	0,60 et plus				
XD2	0,30 à 0,39	–	4		3
	0,40 à 0,49		7		5
	0,50 à 0,59		12		9
	0,60 et plus		23		
XD3 salage fréquent	0,30 à 0,39	–	4		3
	0,40 à 0,49		7		5
	0,50 à 0,59		12		9
	0,60 et plus		23		
XD3 salage très fréquent	0,30 à 0,39	–			2
	0,40 à 0,49				3
	0,50 à 0,59				5
	0,60 et plus				

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Tableau 4.C.35 – Seuils de performance pour minoration de deux classes structurales exprimés en termes de valeurs caractéristiques (avec un fractile de 90 %) – Classes d'exposition XD pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Classe d'exposition	Modulation selon classe *ageing factor*	Critères de qualification performantielle			
		Coefficient de migration des ions chlorure [en 10^{-12} m^2/s] pour une durabilité de 50 ans			
		Base de données	Modélisation PerfDuB	Modèle XRDS	Seuils retenus
XD1	0,30 à 0,39	–			5 (9*)
	0,40 à 0,49				16
	0,50 à 0,59				
	0,60 et plus				
XD2	0,30 à 0,39	–	4		3
	0,40 à 0,49		7		5
	0,50 à 0,59		12		9
	0,60 et plus		26		
XD3 salage fréquent	0,30 à 0,39	–	5		3
	0,40 à 0,49		9		5
	0,50 à 0,59		16		9
	0,60 et plus		35		
XD3 salage très fréquent	0,30 à 0,39	–			2
	0,40 à 0,49				3
	0,50 à 0,59				5
	0,60 et plus				

* Les valeurs avec astérisque sont applicables pour des bétons dont la porosité à l'eau mesurée à 90 jours est inférieure ou égale à 13,5 %.

Pour les classes XD, les seuils issus de la modélisation XRDS n'ont pas été calculés mais les enrobages déduits des valeurs retenues ont été vérifiés en cohérence avec la minoration d'enrobage visée (cf. annexe A).

CONCLUSION

Le Projet National PerfDuB est une étape importante dans l'évolution de nos connaissances concernant le vieillissement des ouvrages en béton armé d'une part et la prescription technique des bétons d'autre part. Il s'inscrit dans la continuité de projets de recherches collaboratifs menés en France depuis quelques décennies et dont les résultats permettent au domaine de la construction de progresser grâce à une approche scientifique des phénomènes en jeu, alors qu'à l'origine les règles de l'art étaient essentiellement empiriques.

La maîtrise de la longévité des ouvrages en béton est essentielle pour un matériau de construction dont l'une des principales vertus est sa très grande durabilité potentielle sans entretien majeur. Le maintien de cette qualité technique tout en permettant l'optimisation des formulations du point de vue de leur impact environnemental, notamment les bétons bas carbone, est un enjeu majeur pour le monde de la construction. Grâce à ses très nombreux résultats expérimentaux et de modélisation, confrontés à un important et inédit retour d'expériences sur ouvrages anciens, le Projet National PerfDub a réussi à émettre des propositions consensuelles, que ce soit en termes de modes opératoires que d'application normative de l'approche performantielle. Le fascicule de documentation FD P18-480 qui explicite les modalités d'application et la nouvelle norme béton NF EN 206/CN qui y fait référence ont été publiés en octobre 2022, ce qui permet désormais l'utilisation de bétons performantiels normalisés et ouvre la porte à une démocratisation de ces bétons. Ainsi, et en souhaitant bien évidemment que ces propositions soient rapidement utilisées par la profession, on peut considérer que les principaux objectifs fixés en début de projet ont été atteints.

Il reste cependant encore beaucoup à faire. Le cas de l'attaque du béton par des milieux chimiquement agressifs, aujourd'hui principalement traité par approche comparative, demande à être alimenté par une base de données de résultats d'essais de vieillissement accélérés dans le but de définir des critères absolus. Pour ce qui concerne la phase de propagation de la corrosion dont la prise en compte est un élément nouveau du Projet National PerfDuB, la compréhension des mécanismes et la modélisation correspondante nécessitent d'être affinées.

C'est en particulier dans cet objectif que des corps d'épreuve, à savoir vingt-huit murs en béton armé, ont été confectionnés et installés sur sites de vieillissement (à La Rochelle et en région parisienne) : ils permettront, comme ceux réalisés à la fin des années 1990 dans le cadre du Projet National BHP 2000, de réaliser des mesures *in situ* et d'améliorer encore nos connaissances sur la durabilité du béton armé et notre capacité à en optimiser l'usage.

Gilles Escadeillas et **François Cussigh**

Liste des rapports d'études du PN PerfDuB

(rapports accessibles aux seuls membres du projet)

N° rapport	Titre du rapport	Auteurs
	THÈME 1 – Essais de durabilité	
PERF/R/005	Étude préliminaire : Essais croisés de carbonatation accélérée	P. Turcry *(LaSIE, Université de La Rochelle)*
PERF/R/006	Étude préliminaire : Essais paramétriques de carbonatation accélérée	A. Chonier et G. Pham *(LafargeHolcim)*
PERF/R/010	Étude préliminaire : Essais croisés de migration des chlorures et résistivité	L. Schmitt et J. Mai-Nhu *(CERIB)*
PERF/R/011	Étude préliminaire : Essais croisés de perméabilité aux gaz	J.-L. Dupuy et E. Perin *(LERM)*
PERF/R/012	Étude préliminaire : Essais croisés de perméabilité aux gaz	G. Pham et T. Parment *(LafargeHolcim)*
PERF/R/013	Étude préliminaire : Essais croisés de carbonatation accélérée	E. Rozière *(GeM, Centrale Nantes)*
PERF/R/014	Essai de porosité accessible à l'eau et d'absorption d'eau par capillarité dans le cadre de la campagne d'essais croisés du PN PerfDuB (Tranche 1) (selon la version V1 de la norme NF P 18-459 - mars 2010)	L. Schmitt *(CERIB)*
PERF/R/015	Étude préliminaire : Essais croisés de perméabilité aux gaz	L. Schmitt et J. Mai-Nhu *(CERIB)*
PERF/R/016	Étude préliminaire : Etude paramétrique relative à la perméabilité aux gaz	F. Agostini *(Centrale Lille)*
PERF/R/017	Concretes Designs, mixing, placing and maturation	M. Gueguen *(IFSTTAR)*, F. Jacquemot *(CERIB)*, F. Cassagnabère *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/018	Étude préliminaire : Essais croisés de porosité accessible à l'eau et absorption capillaire	J.-L. Dupuy et E. Perin *(LERM)*
PERF/R/019	Étude préliminaire : Essais croisés de migration des chlorures et résistivité	S. Bonnet *(Laboratoire GeM, UMR CNRS 6183, équipe IEG)*

PERF/R/022	Étude préliminaire : Essais croisés de migration des chlorures et résistivité électrique	J.-L. Dupuy, E. Perin, A. Ammouche *(LERM)*
PERF/R/023	Étude préliminaire : Essais croisés de perméabilité aux gaz	B. Boulet et V. Garde (*Cerema Clermont-Ferrand)*
PERF/R/024	Étude préliminaire : Essais croisés de carbonatation accélérée	L. Schmitt et J. Mai-Nhu *(CERIB)*
PERF/R/025	Étude préliminaire : Essais paramétriques de carbonatation accélérée	L. Schmitt et J. Mai-Nhu *(CERIB)*
PERF/R/026	Étude préliminaire : Essais croisés de migration des chlorures et résistivité	B. Thauvin et M. Menguy *(Cerema St-Brieuc)*, M. Dierkens et C. Merzejewski *(Cerema Lyon)*
PERF/R/027	Essai accéléré de lixiviation par la méthode du LEACHCRETE	L. Bessette et E. Schmitt *(VICAT)*
PERF/R/028	Étude préliminaire RSE : Perfectionnement de l'essai RSE. Essai alternatif en laboratoire	E. Rozière et S. Boudache *(GeM, Centrale Nantes)*, F. Cassagnabère *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/029	Étude préliminaire RSE : Perfectionnement de l'essai RSE. Essai alternatif en laboratoire	O. Omikrine Metalssi et M. Jabbour *(IFSTTAR)*
PERF/R/030	Diffusion des chlorures sur 5 bétons	A. Bauland et G. Pham *(LafargeHolcim)*
PERF/R/031	Essai de porosité accessible à l'eau et d'absorption d'eau par capillarité. Étude paramétrique	P. Paya *(Cerema Aix-en-Provence)*, G. Pham *(LafargeHolcim)*, T. Fanget *(Cerema Autun)*
PERF/R/033	Études préliminaires : Essais croisés de carbonatation accélérée	S. Kamali-Bernard, Y. Muy et J.-Y. Brossault *(LGCGM Rennes)*
PERF/R/034	Étude préliminaire : Essai de porosité accessible à l'eau et d'absorption d'eau par capillarité dans le cadre de la campagne d'essais croisés du PN PerfDuB (Tranche 1) (selon la version V1 de la norme NF P 18-459 - mars 2010)	R. Dutruel *(EDF CEIDRE/TEGG/ laboratoire béton)*
PERF/R/035	Étude préliminaire : Étude paramétrique relative à la carbonatation accélérée	S. Kamali-Bernard, Y. Muy et J.-Y. Brossault *(LGCGM Rennes)*

N° rapport	Titre du rapport	Auteurs
PERF/R/036	Perfectionnement de l'essai de Lixiviation à pH constant - Travaux de la tranche 1	F. Jacquemot *(CERIB)*, A. Bertron, M. Berthomier et V. Mazars *(LMDC, Université de Toulouse)*, P. Le Bescop (*CEA)*, R. Dutruel et G. Zammout *(EDF)*, A. Ammouche *(LERM)*, M. Salgues et D. Bulteel *(ARMINES)*
PERF/R/037	Étude préliminaire RSE : Essai alternatif en laboratoire selon la norme SIA 262/1 :2013-ANNEXE D	S. Meulenyzer *(Lafargeholcim Centre de Recherche)*
PERF/R/038	Étude préliminaire RSE : Perfectionnement de l'essai RSE. Essai alternatif en laboratoire	F. Cassagnabère *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/039	Perméabilité aux gaz sur les bétons d'un des 5 lots	G. Pham et T. Parment *(LafargeHolcim)*
PERF/R/040	Étude préliminaire : Biodégradation	M. Guéguen Minerbe et T. Chaussadent *(IFSTTAR)*, M. Peyre Lavigne et A. Bertron *(INSA Toulouse)*
PERF/R/042	Essai accéléré de lixiviation (eau pure acide) – Leachcrete - Tranche 1	E. Moudilou *(Ciments CALCIA)*
PERF/R/047	Essais de carbonatation accélérée EN sur 8 bétons (lot 1)	A. Chonier et G. Pham *(LafargeHolcim)*
PERF/R/048	Étude préliminaire : Exploitation statistique des résultats des essais croisés	S. Delair *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/049	Essai de biodégradation : Exposition in situ de mortiers en présence d'H_2S	M. Guéguen Minerbe et T. Chaussadent *(IFSTTAR)*, M. Peyre Lavigne et A. Bertron *(INSA Toulouse)*
PERF/R/050	Caractérisation d'un échantillon de béton prélevé sur un ouvrage d'assainissement (biodétérioration en présence d'H_2S) et essai accéléré sur un échantillon prélevé dans une zone saine de cet ouvrage	M. Guéguen Minerbe et T. Chaussadent *(IFSTTAR)*
PERF/R/053	Essais de carbonatation accélérée NF sur 9 formules béton	S. Delair *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/054	Résistivité, migration des chlorures en régime non stationnaire sur les bétons d'un des 5 lots	P.-A. Franco et J. Semenadisse *(Vinci Construction France)*

PERF/R/062	Migration des ions chlorure et résistivité sur les bétons d'un des 5 lots	G. Martin, B. Loiseau et L. Schmitt *(CERIB)*
PERF/R/063	Porosité accessible à l'eau, absorption capillaire et absorption d'eau sur les bétons d'un des 5 lots	G. Martin, B. Loiseau et L. Schmitt *(CERIB)*
PERF/R/064	Perméabilité aux gaz sur les bétons d'un des 5 lots	G. Martin, B. Loiseau et L. Schmitt *(CERIB)*
PERF/R/066	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire français sur 8 bétons	E. Rozière, F. Kaddah, M. Marcel, M. Michaut et Vincent Wisniewski *(GeM, Centrale Nantes)*
PERF/R/067	Sulfate resistance test - Part 2: Test on GT3 concretes	F. Cassagnabère et D.L. Tran *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/068	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire français et carbonatation naturelle sur un lot de 8 bétons	P. Turcry, A. El Farissi, J.D. Lau Hiu Hoong, Y. Hou, P-Y. Mahieux et A. Younsi *(LaSIE, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université)*
PERF/R/069	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire européen sur un lot de 8 bétons	P. Turcry, A. El Farissi, J.D. Lau Hiu Hoong, Y. Hou, P-Y. Mahieux et A. Younsi *(LaSIE, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université)*
PERF/R/071	Essais de perméabilité aux gaz sur carottes de bétons de diamètre 50 mm	E. Perin, A. Ammouche et J.-L. Dupuy *(LERM SETEC)*
PERF/R/072	Essais de porosité accessible, d'absorption capillaire et d'absorption d'eau	J.-L. Dupuy, M. Bonnet, E. Perin et A. Ammouche *(LERM SETEC)*
PERF/R/073	Essais de résistivité électrique et de migration des chlorures en régime non stationnaire sur un lot de 8 bétons	M. Bonnet, E. Perin, J.-L. Dupuy et A. Ammouche *(LERM SETEC)*
PERF/R/076	Essais de perméabilité au gaz - Tranche 2	E. Perin, M. Bonnet, J.-L. Dupuy et A. Ammouche *(LERM SETEC)*
PERF/R/081	Étude préliminaire : Essais croisés de perméabilité aux gaz	M. Choinska et Y. Aidi *(GeM, Centrale Nantes)*
PERF/R/082	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire français sur 8 bétons	L. Schmitt *(CERIB)*
PERF/R/083	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire européen sur 8 bétons	L. Schmitt *(CERIB)*

N° rapport	Titre du rapport	Auteurs
PERF/R/084	Impact of sample size on chloride migration coefficient	P. Nicot et F. Cassagnabère *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/085	Essai de biodégradation	M. Guéguen Minerbe et T. Chaussadent *(Université Gustave Eiffel)*, M. Peyre Lavigne et A. Bertron *(INSA Toulouse)*
PERF/R/086	Étude préliminaire : Étude paramétrique relative à la perméabilité aux gaz	M. Choinska et D. Niknezhad *(GeM, Centrale Nantes)*
PERF/R/087	Caractérisation de 5 mortiers (CEM I faible teneur en C3A, CEM I, CEM III, CEM V et CAC) par les tests de biodétérioration	M. Guéguen Minerbe et T. Chaussadent *(Université Gustave Eiffel)*
PERF/R/088	Étude préliminaire : Étude de l'essai de perméabilité Torrent	M. Choinska, D. Niknezhad et M. Achour *(GeM, Centrale Nantes)*
PERF/R/089	Essai accéléré de lixiviation par la méthode du LEACHCRETE	L. Bessette et E. Schmitt *(VICAT)*
PERF/R/090	Essai accéléré de lixiviation par la méthode du LEACHCRETE	L. Bessette et E. Schmitt *(VICAT)*
PERF/R/092	Étude préliminaire RSE : Perfectionnement de l'essai RSE. Essai alternatif en laboratoire	M. Salgues et D. Bulteel *(ARMINES)*, F. Cassagnabère *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/093	Exploitation statistique des résultats des essais interlaboratoires	C. Mary-Dippe et F. Costanzi *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/094	Lixiviation à pH constant - Travaux de la tranche 2	F. Jacquemot *(CERIB)*, A. Bertron, V. Mazars et M. Schiettekatte *(LMDC, Université de Toulouse)*, P. Le Bescop *(CEA)*, J. Philippot, R. Dutruel et G. Zammout *(EDF)*, A. Ammouche *(LERM)*, M. Salgues et D. Bulteel *(ARMINES)*
PERF/R/095	Round robin tests - Analysis of the European results	J. Mai-Nhu *(CERIB)*
PERF/R/096	Lixiviation à pH constant - Travaux de la tranche 4	P. Barthelemy et F. Jacquemot *(CERIB)*

PERF/R/097	Carbonatation naturelle et carbonatation accélérée selon le mode opératoire européen d'un lot de 4 bétons	S. Kamali-Bernard, Y. Muy, E. Piolet et J.-Y. Brossault *(LGCGM Rennes)*
PERF/R/100	Mesure de la perméabilité à l'air Torrent sur 8 bétons	G. Pham *(LafargeHolcim)*
PERF/R/103	Perméabilité aux gaz sur les bétons d'un des 5 lots	M. Choinska *(GeM – UMR CNRS 6183)*, L. Guiheneuf *(CAPACITES, Université de Nantes)*
PERF/R/104	Étude préliminaire RSE :- Perfectionnement de l'essai RSE - Essai alternatif en laboratoire	O. Omikrine Metalssi et M. Jabbour *(Université Gustave Eiffel)*
PERF/R/105	Suivi de dégradation en site réel de bétons afin d'apprécier l'augmentation de cinétique générée par l'essai accéléré développé : RSE	E. Rozière, S. Boudache et A. Loukili *(GeM, Centrale Nantes)*, H. Colina et L. Izoret *(ATILH)*
PERF/R/106	Étude préliminaire : Essais croisés de carbonatation accélérée	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*
PERF/R/107	Étude préliminaire : Essais croisés de porosité accessible à l'eau et d'absorption d'eau par capillarité	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*
PERF/R/108	Étude préliminaire : Essais croisés de migration des chlorures et résistivité	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*
PERF/R/109	Essais de porosité accessible à l'eau, d'absorption capillaire et d'absorption d'eau	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*
PERF/R/110	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire français sur 8 bétons	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*
PERF/R/111	Carbonatation accélérée selon le mode opératoire français sur 8 bétons	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*
PERF/R/113	Influence de la cure sur la perméabilité aux gaz - Tranche 3	M. Choinska *(GeM – UMR CNRS 6183)*, L. Guiheneuf *(CAPACITES, Université de Nantes)*

N° rapport	Titre du rapport	Auteurs
THÈME 2 – Seuils de performance admissibles		
PERF/R/001	Procédures d'auscultation des ouvrages - Compilation des résultats disponibles sur corps d'épreuve du PN BHP 2000	V. Baroghel-Bouny et B. Godart *(IFSTTAR)*
PERF/R/004	Étude de l'évolution des indicateurs de durabilité des ouvrages en béton dans leur environnement - Rapport de synthèse intermédiaire	B. Godart *(IFSTTAR)*
PERF/R/007	Ouvrage sur la Bruche de la RD2420 à La Broque	A. Campaner *(Cerema Est, Laboratoire de Strasbourg)*
PERF/R/008	Quai des TCD sur le Scorff à Lorient - Diagnostic	R. Quéguiner et B. Thauvin *(Cerema Saint-Brieuc)*
PERF/R/009	Doublement du viaduc de Volesvres	T. Fanget et C. Aubagnac *(Cerema Centre-Est, DL Autun)*
PERF/R/020	Déviation Nord de Loudéac, RN164 - Passage Inférieur n°1 - Diagnostic	R. Quéguiner et B. Thauvin *(Cerema Saint-Brieuc)*
PERF/R/032	Auscultation d'ouvrages anciens de moins de 20 ans déjà expertisés (expertise partielle ou complète)	V. Baroghel-Bouny *(IFSTTAR)*
PERF/R/041	RN 176 - Pont Chateaubriand - Piles P11 et P12 - Diagnostic	R. Quéguiner et B. Thauvin *(Cerema Saint-Brieuc)*
PERF/R/043A	Caractérisation physico-chimique du béton de l'ouvrage de la RD 2420 sur la Bruche à la Broque	M. Saillio *(IFSTTAR)*
PERF/R/043B	Caractérisation physico-chimique des bétons du tunnel PI/SNCF/Blondel	M. Saillio *(IFSTTAR)*
PERF/R/043C	Caractérisation physico-chimique de la carotte n°6 intrados quai TCD	M. Saillio *(IFSTTAR)*
PERF/R/044	Pont Vasco de Gama - Synthèse des données de durabilité	A. Ammouche et C. Carde *(LERM SETEC)*
PERF/R/045	Pont Rion-Antirion - Synthèse des données de durabilité	A. Ammouche et C. Carde *(LERM SETEC)*

PERF/R/046	PI SNCF/Blondel Ste Musse - Toulon	N. Cordier *(Cerema Méditerranée, Laboratoire d'Aix-en-Provence)*
PERF/R/051	Investigations sur OA entre 20 et 50 ans en classe d'exposition XF : Piles du PS de St-Poncy sur A75 (XF4, XD3) - Essai L-barre	M. Neang et S. Delair *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/052	Investigations sur OA entre 20 et 50 ans en classe d'exposition XF : Piles du PS du Pirou sur A75 (XF4, XD3) - Essai L-barre sur béton de pile	M. Neang et S. Delair *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/055	Caractérisation d'échantillons de bétons anciens issus du palais d'Iéna à Paris	A. Bresson et A. Ammouche *(LERM SETEC)*
PERF/R/056	Caractérisation d'échantillons de bétons anciens issus de la Bourse du travail à Bordeaux	A. Bresson et A. Ammouche *(LERM SETEC)*
PERF/R/058	RN94 --Pont de la Vachette	N. Cordier et B. Berenger *(Cerema Méditerranée, Laboratoire d'Aix-en-Provence)*
PERF/R/059	Arc du Pont X - Diagnostic	B. Thauvin *(Cerema Saint-Brieuc)*
PERF/R/070	RD28 - Pont des Vallières	N. Cordier et B. Berenger *(Cerema Méditerranée, Laboratoire d'Aix-en-Provence)*
PERF/R/074	Rapport de présentation du Palais d'Iéna	H. Jourdan et M. Bouichou *(LRMH)*
PERF/R/075	Rapport de présentation de la Bourse du Travail de Bordeaux	H. Jourdan et M. Bouichou *(LRMH)*
PERF/R/077	Reconstitution de la formule d'un béton ancien issu de l'arc du Pont Boutiron sur l'Allier	A. Bresson *(LERM SETEC)*
PERF/R/078	Caractérisation des bétons de culée et de corniche du pont de la Vachette sur RN94	T. Lenormand et A. Ammouche *(LERM SETEC)*
PERF/R/079	Reconstitution de la formule du béton de l'arc du pont sur le ravin des Vallières sur RD28 (06)	T. Lenormand et A. Ammouche *(LERM SETEC)*

N° rapport	Titre du rapport	Auteurs
PERF/R/080	Ouvrage maritime X	N. Cordier et B. Berenger *(Cerema Méditerranée, Laboratoire d'Aix-en-Provence)*
PERF/R/098	Pont Rion-Antirion - Synthèse des données de durabilité – Rapport final	A. Ammouche et C. Carde *(LERM SETEC)*
PERF/R/101	Implementation of an accelerated method by thermomaturation to quantify the aging factor	M. Carcassès, F. Cassagnabère, N. Zarbita, L. Boix et V. Mazars *(LMDC, Université de Toulouse)*
PERF/R/102	Densité de courant de corrosion induite par la carbonatation ou les chlorures en fonction du type de ciment	R. François et M. Carcasses *(LMDC, Université de Toulouse)*

THÈME 3 – Bétons d'étude et variabilité

PERF/R/021	Étude préliminaire : Fabrication des éprouvettes (bétons n°1, 4, 7, 31, 38)	S. Delair *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/057	Fabrication des éprouvettes (bétons n°19, 20, 24, 36 et 37)	G. Martin *(CERIB)*
PERF/R/060	Étude de la vitesse de corrosion en fonction de la formulation du béton et son environnement – fabrication des éprouvettes	P.-A. Franco *(Vinci Construction France)*
PERF/R/061	Fabrication de 11 bétons avec granulats G1 au laboratoire de Vinci Construction France (bétons n°11, 15, 16, 18, 22, 25, 26, 28, 29, 35 et 38)	I. El Khadiri *(Vinci Construction France)*
PERF/R/065	Fabrication des bétons et confection des éprouvettes pour les essais interlaboratoires du GT1A	S. Delair, C. Mary-Dippe et F. Costanzi *(GINGER CEBTP)*
PERF/R/091	Offshore Viaduct in La Reunion Island	P.-E. Denis *(Vinci Construction Grands Projets)*
PERF/R/099	Influence de la cure sur la résistance à la pénétration des chlorures - Fabrication de 4 bétons	P.-A. Franco *(Vinci Construction France)*
PERF/R/112	Fabrication de 11 bétons avec granulats G2	P. Fonollosa *(Bouygues TP – PIM)*