

Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle

IV. Résultats issus des prélèvements effectués sur les corps d'épreuve de différents sites aux premières échéances de mesure

Véronique BAROGHEL-BOUNY

Josette GAWSEWITCH

Patrick BELIN

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Karim OUNOUGHI

Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux

Sylvie ARNAUD

Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Lyon

Gérard OLIVIER

Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de l'Est parisien

Benoît BISSONNETTE

Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton (CRIB), Université Laval, Québec, Canada

RÉSUMÉ

Une campagne expérimentale, s'étendant sur plusieurs années, est menée sur des éprouvettes en béton conservées en laboratoire et sur des corps d'épreuve en béton armé vieillissant en milieu naturel, afin de caractériser, notamment du point de vue de la durabilité, une gamme de quinze bétons allant du B20 au B120. Ce programme s'inscrit dans le cadre du sous-thème « Étude expérimentale sur sites de vieillissement » du thème « Durabilité » du Projet national « BHP 2000 » et dans le cadre de l'opération de recherche pilotée par le LCPC « Durabilité du béton armé et de ses constituants : maîtrise et approche performantielle ».

Cet article est le quatrième de la série intitulée « Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle ». Il présente le programme expérimental de suivi des corps d'épreuve en béton armé pré-fissurés répartis sur les sites de Melun, de La Rochelle, de Maurienne et du Canada. Il rassemble également les résultats expérimentaux obtenus aux premières échéances de mesure sur les carottes issues des différents corps d'épreuve. Les données *in situ*, relatives à la microstructure, aux propriétés hydriques, à la résistance mécanique, à la carbonatation, à la pénétration des chlorures, ainsi qu'aux dégradations dues au gel et aux projections de sels (écaillage des surfaces), ont été comparées aux résultats issus des essais réalisés sur éprouvettes conservées dans l'eau pendant 28 jours en laboratoire. Des gradients de propriétés entre le cœur et la zone superficielle, d'amplitude variable en fonction des paramètres de formulation et d'environnement, ont de plus été observés *in situ*. D'une façon générale, on observe un meilleur comportement pour les bétons à hautes performances. On enregistre de plus une bonne correspondance, du point de vue des tendances et du classement des bétons, entre les résultats obtenus sur sites et ceux obtenus sur éprouvettes conservées en laboratoire.

DOMAINE : Ouvrages d'art.

ABSTRACT

AGEING OF CONCRETE IN NATURAL ENVIRONMENTS: AN EXPERIMENT FOR THE 21ST CENTURY

IV. RESULTS ON CORES EXTRACTED FROM FIELD-EXPOSED TEST SPECIMENS OF VARIOUS SITES AS PART OF THE FIRST MEASUREMENT SEQUENCE

A several-year experimental program has been conducted on concrete samples stored in the laboratory as well as on reinforced concrete test specimens under field exposure, in order to characterize, in particular from a durability perspective, a fifteen concrete series ranging from B20 to B120. This program lies within the scope of the task group "Experimental study on exposure sites", as part of the working group "durability" of the National (French) Project "BHP 2000". It lies also within the scope of the research project directed by LCPC "Durability of reinforced concrete and of its constituents: control and performance-based approach".

This paper is the fourth in the series "Ageing of concrete in natural environments: an experiment for the 21st century". It presents the experimental program set up to monitor the pre-cracked reinforced concrete test specimens located on the sites of Melun, La Rochelle, Maurienne and Canada. In addition, it includes the experimental results obtained during the first measurement sequence on the cores extracted from the various test specimens.

In-situ data, as regards microstructure, moisture properties, mechanical strength, carbonation, chloride ingress, as well as frost and salt degradations (scaling), have been compared to the results from tests carried out on 28-day old water-cured laboratory samples. Gradients between core and surface zone have been observed *in situ*, which magnitude varied as a function of the mix and environment parameters. Generally speaking, an improved behavior has been observed with high-performance concretes. Moreover, a good agreement, as regards trends and ranking, has been recorded between the results obtained on field and those derived from laboratory samples.

FIELD: Structural engineering.

INTRODUCTION

La durabilité des structures en béton (armé ou précontraint) est difficile à quantifier. En effet, celle-ci est déterminée par l'action couplée, évoluant au cours du temps et souvent à long terme, de différents processus physico-chimiques complexes. De plus, nous disposons à l'heure actuelle, dans de nombreux cas, seulement de résultats d'essais accélérés de laboratoire qui ne sont évidemment pas, et qui n'ont d'ailleurs pas vocation à être, représentatifs du comportement *in situ*. En outre, le suivi du comportement au cours du temps d'ouvrages réels ou d'éléments de structure en site naturel n'a fourni jusqu'à présent que des résultats limités. Peu de résultats concernent en effet des bétons à hautes performances (BHP) contenant des fumées de silice exposés aux différents types d'environnement que nous rencontrons en France, comme l'a montré la revue de la littérature internationale figurant dans les références [1, 2, 3].

Dans ce contexte, le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, en liaison avec le Projet national « BHP 2000 », a lancé en 1996 un programme expérimental de grande envergure sur plusieurs années. En effet, à cette époque, si l'idée d'une durabilité améliorée semblait déjà acquise pour les BHP, il n'en demeurait pas moins nécessaire de quantifier cette « idée », afin de la rendre concrète, mesurable et donc utilisable par les acteurs de la construction.

Ce programme expérimental avait pour objet de caractériser, notamment du point de vue de la durabilité, une gamme de quinze bétons dont les résistances moyennes à la compression variaient de 20 à 125 MPa [4]. Le comportement de ces quinze bétons a été étudié non seulement sur des éprouvettes conservées en laboratoire, mais également sur des éléments de structure exposés à des conditions naturelles (*in situ*). À cet effet, 43 corps d'épreuve en béton armé (pré-fissurés sur une face) ont été installés sur quatre sites de vieillissement naturel : Melun (Seine-et-Marne), La Rochelle (Charente-Maritime), la Maurienne (Savoie) et le Canada (plus précisément l'Université Laval, Québec).

Dans le cadre d'une démarche performantielle et prédictive visant à assurer la durabilité des ouvrages en béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures [5] ou du gel, les données issues de cette étude, en particulier celles provenant du suivi à long terme des corps d'épreuve sur sites naturels, seront utiles dans différentes problématiques telles que :

- la vérification de la pertinence des *indicateurs de durabilité* [5] issus d'essais réalisés sur éprouvettes conservées en laboratoire. Il s'agira en particulier de vérifier si le classement des formules de béton établi sur la base d'indicateurs de durabilité, ou plus généralement sur la base de paramètres obtenus lors d'essais réalisés sur éprouvettes conservées en laboratoire, est pertinent et cohérent avec celui obtenu à partir du suivi à moyen et long terme de structures en béton armé en environnement naturel ;
- l'étude de l'influence des conditions environnementales de la structure, en sus de celle des paramètres de formulation du matériau (sur le classement des bétons, par exemple) ;
- la validation des modèles de prédiction de la durée de vie des ouvrages, grâce à la mesure des *témoins de durée de vie* [5], d'une part en laboratoire (première phase de validation) et, d'autre part, *in situ* (seconde phase de validation) ;
- la validation des spécifications, et en particulier des seuils, proposés [5] relativement aux indicateurs de durabilité, en vue d'assurer la durabilité des ouvrages, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée ;
- la connaissance du comportement des BHP à moyen et à long terme et dans différents types d'environnement. Le meilleur comportement attendu des BHP, par rapport à des formules plus classiques, fournira, le cas échéant, des arguments solides pour prescrire ces matériaux en vue d'assurer une durée de vie plus longue aux ouvrages.

On notera en outre que le Projet national « BHP 2000 » a permis récemment une investigation axée sur les propriétés de durabilité d'ouvrages d'art d'âge variable. Citons, par exemple, l'étude réalisée à l'échéance de quatorze ans sur le Pont de l'Île de Ré (tablier en B60 avec fumées de silice, exposé aux embruns) [6], ouvrage construit dans la période 1986-1987, qui peut être considéré comme la première grande application de BHP avec fumées de silice en France dans le domaine des ouvrages d'art. Citons également l'étude menée sur les ouvrages jumeaux de Bourges, construits plus récemment (les investigations ont commencé à l'échéance de deux ans), mais offrant l'opportunité d'une comparaison directe entre un B30 et un BHP avec fumées de silice sur le même site [7], ainsi qu'en laboratoire (sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 28 et 90 jours [8,9]).

Le présent article est le quatrième de la série intitulée « Vieillissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle », parue dans le Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées.

Les objectifs de l'étude et notamment du programme expérimental ont été présentés dans le premier article, ainsi que les propriétés rhéologiques et mécaniques des quinze bétons étudiés [2]. Le deuxième article de la série [10] rassemblait les résultats relatifs à la caractérisation microstructurale de ces bétons, menée sur éprouvettes en laboratoire, à l'âge de 28 jours après conservation dans l'eau (évaluation de la porosité et de la distribution des volumes poreux, examen de la microstructure au MEB et quantification de la microfissuration). Le troisième article était consacré aux propriétés de durabilité des bétons, mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire (perméabilité apparente aux gaz, coefficient de diffusion apparent des ions chlorure, coefficient d'absorption capillaire et résistance aux cycles de gel-dégel avec ou sans sels) et, plus précisément, à l'influence des paramètres de formulation sur ces propriétés [11].

Ce quatrième article concerne le programme expérimental de suivi des corps d'épreuve en béton armé pré-fissurés répartis sur les sites de Melun, de La Rochelle, de Maurienne et du Canada. Il rassemble les résultats expérimentaux obtenus aux premières échéances de mesure sur les différents corps d'épreuve. Les valeurs de résistance mécanique à la compression, de porosité (et autres caractéristiques de la structure poreuse) et de profondeur carbonatée, mesurées sur les carottes prélevées sur sites, ainsi que les profils de concentration en chlorures (et le coefficient de diffusion apparent déduit de ces profils), sont comparés aux résultats des essais réalisés sur éprouvettes conservées dans l'eau en laboratoire. L'analyse est complétée par les profils hydriques obtenus par gammadensimétrie et les profils de carbonatation mesurés par analyses thermogravimétriques sur des carottes prélevées *in situ*. En outre, dans cet article figurent les résultats relatifs aux dégradations dues au gel et aux projections de sels de déverglaçage (écaillage des surfaces) observées sur les corps d'épreuve et les éprouvettes installés sur le site de Maurienne. Ces derniers résultats ont été comparés à ceux obtenus lors de l'essai accéléré d'écaillage réalisé en laboratoire (selon la norme XP P 18-420) [11].

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL DE SUIVI DES CORPS D'ÉPREUVE EN BÉTON ARMÉ SUR SITES NATURELS

Le programme expérimental adopté consiste à étudier l'évolution dans le temps, en particulier vis-à-vis des dégradations liées à la corrosion des armatures, d'éléments de structure en béton armé (décrits au § « Conception, fabrication et installation sur sites des corps d'épreuve ») identiques pour toutes les formules choisies (cf. § « Formule et caractéristiques des bétons »), sur différents sites naturels (cf. § « Description des sites naturels de vieillissement »).

Formule et caractéristiques des bétons

Neuf bétons ordinaires (que l'on peut également qualifier de « courants » ou encore de « traditionnels », selon les différentes terminologies utilisées) et six BHP ont été étudiés. La formulation, ainsi que les caractéristiques des bétons et de leurs constituants, sont détaillées dans les précédents articles de la série [2, 10, 11]. Elles sont brièvement rappelées ci-après.

Les constituants utilisés sont identiques pour les quinze formules de béton : ciment CEM I 52,5 PM ES CP2 de Saint-Vigor (usine du Havre), cendre volante silico-alumineuse EDF (CV), fumée de silice densifiée de l'usine d'Anglefort (FS), granulats calcaires concassés du Boulonnais 0/5-5/12,5-12,5/20, sable silico-calcaire de Seine 0/4, superplastifiant (SP), retardateur et agent entraîneur d'air (AEA). Seuls les dosages varient entre les différentes formules (tableau I). En particulier, le rapport E/C varie entre 0,26 (M120FS) et 0,96 (M25CV). Les principes de formulation de ces bétons sont explicités dans la référence [2]. On notera que le choix de granulats identiques pour tous les bétons étudiés permet de s'affranchir de l'effet du paramètre « granulats », notamment sur les propriétés de transport (effet de l'interface pâte-granulat, par exemple) et le comportement au gel (la gélivité du granulat diffère suivant sa nature).

Les formules de béton choisies prennent en considération les variables suivantes :

- la résistance moyenne à la compression à 28 jours. La gamme étudiée est très large. Elle couvre les résistances moyennes visées, notées « M », de 25, 30, 50, 75, 100 et 120 MPa ;
- l'incorporation d'une addition minérale pouzzolanique. Des formules avec cendres volantes, notées CV, ou avec fumées de silice, notées FS, sont étudiées ;

TABLEAU I
Formulation des bétons

	Béton	Gravillon calcaire 12,5/20 (kg/m³)	Gravillon calcaire 5/12,5 (kg/m³)	Sable calcaire 0/5 (kg/m³)	Sable silico-calcaire (kg/m³)	Ciment CEM I 52,5 (kg/m³)	CV (kg/m³)	FS (kg/m³)	Eau d'ajout (L/m³)	AEA (e.s.)* (kg/m³)	SP (e.s.)* (kg/m³)	Retardateur (e.s.)* (kg/m³)	E/C	E/liant
BO	M25CVEA	586	454	411	405	189	49	0	159	0,54	0,0	0,0	0,84	0,67
	M25CV	623	369	456	449	195	48	0	187	0	0,0	0,0	0,96	0,77
	M25	619	388	453	446	230	0	0	193	0	0,0	0,0	0,84	0,84
	M25EA	574	454	433	427	230	0	0	160	0,31	0,0	0,0	0,70	0,70
	M30CV	565	421	443	436	223	95	0	166	0	1,1	1,4	0,74	0,52
	M50CVEA	452	422	322	317	428	107	0	192	1,44	0,0	0,0	0,45	0,36
	M50EA	477	390	368	364	483	0	0	188	1,32	0,0	0,0	0,39	0,39
	M50CV	503	453	408	401	325	79	0	181	0	0,0	0,0	0,56	0,45
	M50	509	428	406	400	410	0	0	197	0	0,0	0,0	0,48	0,48
BHP et BTHP	M75FSEA	550	437	414	408	387	0	23	132	0,58	12,9	2,7	0,34	0,32
	M75EA	489	443	338	332	557	0	0	151	0,98	14,8	3,9	0,27	0,27
	M75	550	475	407	401	461	0	0	146	0	12,4	3,3	0,32	0,32
	M75FS	579	465	442	435	360	0	22	136	0	12,0	2,5	0,38	0,36
	M100FS	561	488	439	432	377	0	38	124	0	12,5	2,6	0,33	0,30
	M120FS	554	437	413	407	470	0	57	124	0	15,6	3,3	0,26	0,23

(*) (e.s.) : le dosage est exprimé en extrait sec.

➤ L'incorporation d'un agent entraîneur d'air pour les bétons de résistance visée inférieure à 100 MPa. Six formules avec agent entraîneur d'air, référencées EA, sont étudiées.

Les caractéristiques du béton à l'état frais, mesurées lors de la fabrication des corps d'épreuve, sont détaillées dans la référence [4]. Les valeurs d'affaissement déterminées au cône d'Abrams immédiatement après le malaxage sont comprises entre 70 mm (M50CVEA) et 270 mm (M75). Ces valeurs sont toutes supérieures ou égales à 100 mm (valeur visée pour les bétons ordinaires), à l'exception de certains bétons des séries M25 et M50. Les teneurs en air mesurées sur béton frais sont comprises entre 0,4 % (M75 et M75FS) et 7,6 % (M75EA). Les plus fortes teneurs en air ($\geq 3,2$ %) correspondent naturellement aux formules avec agent entraîneur d'air. Les teneurs en air mesurées sur les formules sans entraîneur d'air sont inférieures ou égales à 1,1 %. Ces dernières sont donc particulièrement faibles.

Les caractéristiques des bétons durcis, mesurées sur éprouvettes conservées 28 jours dans l'eau en laboratoire, sont rappelées dans le tableau II [10, 11].

Description des sites naturels de vieillissement

Quatre sites naturels – Melun, La Rochelle, la Maurienne et le Canada – aux caractéristiques très différentes, ont été choisis pour y installer les corps d'épreuve (Fig. 1 à 6). Les caractéristiques de ces sites sont résumées dans ce qui suit :

■ **Melun** (Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de l'Est parisien, en Seine-et-Marne) : il s'agit d'un site au climat tempéré situé en région parisienne, en zone péri-urbaine. Les données météorologiques du site sont synthétisées dans le tableau III, pour la période 1997-2001. La température et l'humidité relative (HR) moyennes annuelles sont relativement constantes sur la période en ques-

TABLEAU II

Valeurs moyennes de résistance à la compression ($R_{\text{moy},28}$), porosité accessible à l'eau (P_{eau}), perméabilité apparente aux gaz à l'état « sec » ($K_{\text{app(gaz)}} (s = 0)$), coefficient de diffusion apparent des chlorures mesuré par migration en régime non stationnaire ($D_{\text{ns(mig)}}$) et coefficient d'absorption capillaire à l'échéance de 24 heures (C_a (24 heures)), déterminées en laboratoire pour les 15 bétons, sur éprouvettes après conservation dans l'eau pendant 28 jours [10], [11]

Béton	E/C	E/liant	$R_{\text{moy},28}$ (MPa)	P_{eau} (%)	$K_{\text{app(gaz)}} (s = 0)$ (10^{-18} m^2)	$D_{\text{ns(mig)}}$ ($10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	C_a (24 heures) ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-2}$)
M25CVEA	0,84	0,67	20,5	16,4	390	5,8	2,77
M25CV	0,96	0,77	23,5	15,7	206	9,5	4,02
M25	0,84	0,84	24,5	16,2	978	30,0(*)	5,00
M25EA	0,70	0,70	26,8	13,7	148	22,4	2,70
M30CV	0,74	0,52	48,5	12,6	54	1,7	2,29
M50CVEA	0,45	0,36	49,0	14,3	271	1,5	2,31
M50EA	0,39	0,39	49,5	13,3	272	5,5	2,74
M50CV	0,56	0,45	53,0	14,1	89	1,8	2,72
M50	0,48	0,48	55,5	14,4	69	8,7	3,75
M75FSEA	0,34	0,32	67,0	10,3	347	0,73	0,92
M75EA	0,27	0,27	68,5	10,7	782	3,5	1,31
M75	0,32	0,32	75,0	11,5	106	5,6	1,29
M75FS	0,38	0,36	85,5	10,0	167	0,79	0,76
M100FS	0,33	0,30	109,0	8,4	17	0,30	0,58
M120FS	0,26	0,23	127,5	7,4	43	0,04	0,44

(*) 2^e série de mesures.

tion. Celles-ci sont comprises entre 11,3 et 11,9 °C, et 77 et 80 %, respectivement. Les corps d'épreuve sont installés dans une zone exposée aux intempéries. Les carottages ont été effectués sur la face orientée sud-ouest.

■ **La Rochelle** (au pied de la tour Saint-Nicolas, en Charente-Maritime) : il s'agit d'un site marin situé en zone de marnage. Les corps d'épreuve sont à sec à marée basse, et entièrement immergés à marée haute. Les données météorologiques du site sont synthétisées dans le tableau IV, pour la période 1998-2001. L'humidité relative moyenne annuelle est également relativement constante sur ce site sur la période étudiée. Les valeurs, comprises entre 76 et 79 %, sont similaires à celles enregistrées à Melun. Les températures moyennes annuelles sont un peu plus élevées qu'à Melun. Elles sont de l'ordre de 13,5 °C. Il est à noter que les corps d'épreuve, notamment ceux en béton de forte porosité, se sont progressivement recouverts d'organismes marins et de coquillages. L'ensemble de la surface des corps d'épreuve est donc nettoyé (par grattage) préalablement aux relevés de fissuration, mais seul un nettoyage local est réalisé préalablement aux mesures de perméabilité de surface (une fois par an) (cf. § « Programme de mesures »).

■ **Maurienne** (entre Saint-Michel-de-Maurienne et la Pratz, en bordure de la RN6, en Savoie) : il s'agit d'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 au sens des *Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel* [12] (classe d'exposition 2b 2, selon la norme XP P 18-305 [13]). Les données météorologiques du site sont synthétisées dans le tableau V, pour la période 1998-2001. Seuls les relevés de température ont pu être exploités, des phénomènes de saturation ayant provoqué un blocage du système de mesure de l'humidité relative mis en place sur le site. Les températures moyennes annuelles y sont naturellement plus basses qu'à Melun et qu'à La Rochelle. Elles varient entre 7,5 et 8,8 °C sur la



■ Fig. 1

Vue générale du site de Melun (Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de l'Est parisien) et de ses neuf corps d'épreuve (octobre 1998).



■ Fig. 2

Vue des seize corps d'épreuve et des éprouvettes installés sur le site de Maurienne (avril 1998).



■ Fig. 3

Installation (haubanage) des corps d'épreuve sur le site de La Rochelle (janvier 1998).



■ **Fig. 4**

Vue générale du site de La Rochelle à marée basse avec ses quinze corps d'épreuve (janvier 1998).



■ **Fig. 5**

Vue générale du site du Canada (campus de l'Université Laval, Québec) avec ses six corps d'épreuve en bétons à hautes performances sous le soleil estival (été 1998).



■ **Fig. 6**

Vue générale du site du Canada (campus de l'Université Laval, Québec) avec ses six corps d'épreuve en bétons à hautes performances sous la neige (janvier 1999).

TABLEAU III
Synthèse des données météorologiques(*) du site de Melun enregistrées du 01/01/97 au 01/01/02

Année	1997	1998	1999	2000	2001
T° minimale mensuelle de l'année (moyenne mensuelle des minima quotidiens) (°C)	- 2,6 (janv.)	0,5 (fév.)	1,5 (fév.)	1,4 (janv.)	0,4 (déc.)
T° minimale moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles des minima quotidiens) (°C)	6,8	6,9	7,6	7,7	7,4
T° maximale mensuelle de l'année (moyenne mensuelle des maxima quotidiens) (°C)	28,5 (août)	26,0 (août)	26,0 (juillet)	25,5 (août)	25,6 (août)
T° maximale moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles des maxima quotidiens) (°C)	16,3	15,7	16,2	16,0	15,6
T° moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles) (°C)	11,6	11,3	11,9	11,9	11,5
HR minimale mensuelle de l'année (moyenne mensuelle des minima quotidiens) (%)	37 (avril)	40 (août)	43 (août)	46 (août)	42 (juin)
HR minimale moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles des minima quotidiens) (%)	58	59	60	62	61
HR maximale mensuelle de l'année (moyenne mensuelle des maxima quotidiens) (%)	99 (nov.)	98	98	99 (nov.)	98 (mars)
HR maximale moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles des maxima quotidiens) (%)	95	96	96	97	96
HR moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles) (%)	77	78	78	80	79

(*) Relevées sous abri.

TABLEAU IV
Synthèse des données météorologiques du site de La Rochelle enregistrées du 01/01/98 au 24/06/01

Année	1998	1999	2000	2001 (jusqu'au 24/06/01)
T° minimale absolue de l'année (°C)	- 4,2	- 2,6	- 3,9	- 1,6
T° minimale moyenne (moyenne sur l'année des minima quotidiens) (°C)	9,8	10,7	10,6	8,9
T° maximale absolue de l'année (°C)	34,4	35,1	33,7	28,7
T° maximale moyenne (moyenne sur l'année des maxima quotidiens) (°C)	16,8	17,3	16,7	14,6
T° moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles) (°C)	13,3	14,0	13,6	11,7
Amplitude journalière minimale (°C)	1,0	1,2	1,0	1,1
Amplitude journalière maximale (°C)	17,9	17,5	16,9	15,3
Amplitude journalière moyenne (°C)	7,0	6,6	6,0	5,6
HR minimale absolue de l'année (%)	20,0	23,0	26,0	22,0
HR minimale moyenne (moyenne sur l'année des minima quotidiens) (%)	60,3	61,5	64,0	64,9
HR maximale absolue de l'année (%)	99,0	100,0	100,0	100,0
HR maximale moyenne (moyenne sur l'année des maxima quotidiens) (%)	91,6	90,8	93,2	92,9
HR moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles) (%)	76	76	79	79

TABLEAU V
Synthèse des données météorologiques (*) du site de Maurienne enregistrées du 01/03/98 au 31/12/01

Année	1998 (à partir du 01/03/98)	1999	2000	2001
T° minimale absolue de l'année (°C)	- 10,7	- 16,4	- 11,8	- 13,4
T° minimale moyenne (moyenne sur l'année des minima quotidiens) (°C)	5,9	3,8	2,8	4,0
T° maximale absolue de l'année (°C)	35,3	34,1	33,7	33,3
T° maximale moyenne (moyenne sur l'année des maxima quotidiens) (°C)	16,4	13,1	12,2	13,7
T° moyenne (moyenne sur l'année des moyennes mensuelles) (°C)	11,1	8,5	7,5	8,8
Amplitude journalière minimale (°C)	1,2	1,6	0,8	0,8
Amplitude journalière maximale (°C)	20,5	20,6	23,7	20,2
Amplitude journalière moyenne (°C)	10,5	9,3	9,5	9,6

(*) Température uniquement, les relevés d'humidité relative s'étant avérés inexploitable.

période en question. En hiver, la température varie entre - 10 et + 5 °C. Les corps d'épreuve sont recouverts de neige environ 30 jours dans l'année, entre les mois de novembre et d'avril (essentiellement en janvier et en février). Le salage de la chaussée a lieu sur une période de six mois, également entre les mois de novembre et d'avril. Les corps d'épreuve sont disposés le long de la route à 0,80 m en arrière de la glissière de sécurité. Deux parements sont donc disponibles pour les prélèvements (cf. Fig. 2) :

- est : côté chaussée (exposition aux sels de déverglaçage) ;
- ouest : côté talus.

■ **Canada** (Campus de l'Université Laval, Québec) : il s'agit d'un site soumis à des conditions de gel sévères et exposé aux sels de déverglaçage. Les corps d'épreuve sont installés entre les deux voies de circulation. Les prélèvements sont effectués sur les parements « est » et « ouest ».

Conception, fabrication et installation sur sites des corps d'épreuve

Conception des corps d'épreuve

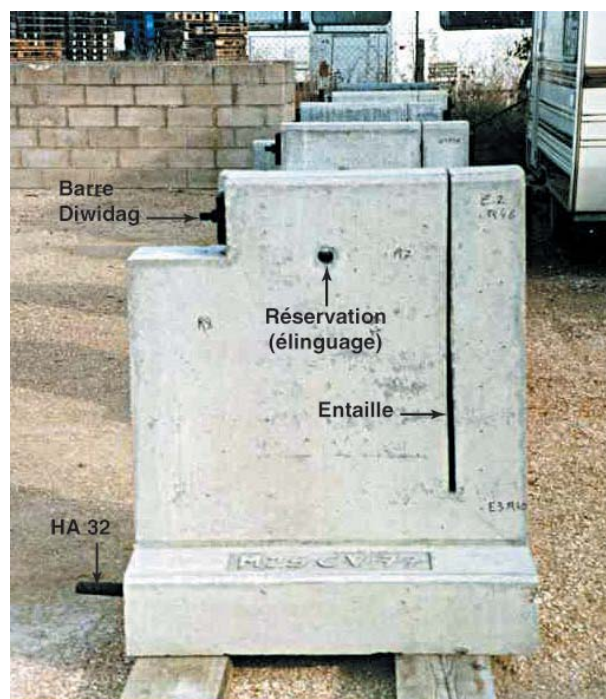
Les corps d'épreuve sont des prismes en béton de section trapézoïdale (épaisseur égale à 400 mm à la base pour 200 mm au sommet) de hauteur 0,95 m, de longueur 1 m et comportant un talon (800 × 200 mm) afin d'assurer leur stabilité (Fig. 7 à 9 et [4]). Ces pièces sont ferrillées pour environ la moitié de leur volume, de façon à laisser une partie disponible pour les carottages. Une sortie d'armature HA 32 est en outre prévue pour la mesure du potentiel d'électrodes. La continuité électrique nécessaire à cette mesure est assurée par les soudures existant entre tous les aciers de la cage d'armatures. Les plans de ferrillage des corps d'épreuve figurent dans la référence [4]. Ces plans précisent en particulier le nombre, le type et le positionnement des différentes armatures.

La forme de la structure et la disposition de la cage d'armatures permettent d'obtenir des zones où l'enrobage des aciers est variable et est compris entre $a = 10$ mm et $a = 100$ mm [4]. Dans les zones où il est constant (en particulier en zone pré-fissurée), l'enrobage est fixé, selon les prescriptions du BAEL [14], à :

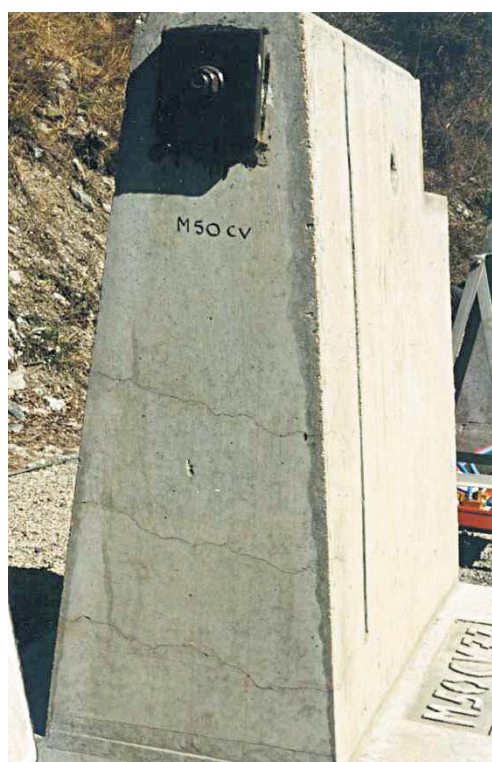
- $a = 50$ mm pour les corps d'épreuve de La Rochelle et de Maurienne ;
- $a = 30$ mm pour les corps d'épreuve de Melun.



■ Fig. 7
Vue générale d'un corps d'épreuve.



■ Fig. 8
Vue de côté d'un corps d'épreuve.



■ Fig. 9
Face pré-fissurée d'un corps d'épreuve.

De plus, quatre corps d'épreuve supplémentaires, de formules M75 et M100FS, ont été fabriqués pour le site de La Rochelle avec un enrobage $a = 30$ mm ou $a = 15$ mm, dans la perspective d'observer à plus court terme des dégradations liées à la corrosion des armatures. Suivant les mêmes considérations, les six corps d'épreuve du site du Canada, de formules M75, M75FS et M100FS, ont un enrobage $a = 50$ mm ou $a = 15$ mm.

Les corps d'épreuve sont également équipés d'une barre DIWIDAG (diamètre 20 mm). Grâce à une entaille spécialement prévue, la mise en tension de cette barre, générant un fonctionnement en console d'une extrémité de la structure, a provoqué une pré-fissuration locale sur une face (trois fissures transversales) (cf. Fig. 9 et [4]). L'ouverture des fissures avait été fixée, à partir du règlement [14] et en fonction de la classe d'exposition du site de destination, aux valeurs suivantes :

- 0,1 mm pour les corps d'épreuve destinés à La Rochelle ;
- 0,2 mm pour les corps d'épreuve destinés à la Maurienne et au Canada ;
- 0,3 mm pour les corps d'épreuve destinés à Melun.

L'objectif de cette pré-fissuration était là encore d'accélérer les dégradations dans la zone concernée de l'élément de structure.

Les corps d'épreuve disposent en outre d'une réservation pour l'élinguage qui était nécessaire au transport et à la manutention.

Fabrication des corps d'épreuve et des éprouvettes – Installation sur sites

Les 43 corps d'épreuve ont été fabriqués en 1997 par l'entreprise Campenon Bernard – SGE (maintenant VINCI CONSTRUCTION) sur leurs installations de préfabrication d'Achères. Les corps d'épreuve ont été bétonnés talon vers le haut et ont été décoffrés à l'âge j , variable suivant la formule considérée, vérifiant $j = 18$ heures ou $R_{cj} = 5$ MPa. La valeur de R_{cj} a été déterminée à partir d'essais de compression effectués à la date théorique de décoffrage. L'âge et la résistance au décoffrage, pour chaque formule, sont rassemblés dans la référence [4]. Aucune cure n'a été réalisée. La manutention des corps d'épreuve a été effectuée lorsque la résistance à la compression avait atteint environ 10 MPa.

Chaque corps d'épreuve est marqué (moulage) d'une référence incluant le code de la formule du béton (cf. § « Formule et caractéristiques des bétons »), le numéro du département du site de destination (ou CA pour le Canada), et l'enrobage lorsque celui-ci diffère de celui prescrit par le BAEL (E15 : 15 mm, E30 : 30 mm et E50 : 50 mm) ;

Exemples :

- M25CV-77 : destiné à Melun avec enrobage selon BAEL ;
- M25CVEA-73 : destiné à la Maurienne avec enrobage selon BAEL ;
- M25CV-17 : destiné à La Rochelle avec enrobage selon BAEL ;
- M75-17-E30 : destiné à La Rochelle avec enrobage de 30 mm ;
- M75FS-CA-E15 : destiné au Canada avec enrobage de 15 mm.

Une protection étanche à base de brai époxy a été appliquée dans certaines zones des corps d'épreuve (sortie d'armature HA 32 prévue pour les mesures de potentiel, ancrage de la barre DIWIDAG, réservation pour l'élinguage, barre DIWIDAG au niveau de l'entaille, etc., cf. Fig. 8 et 9) avant l'installation sur site.

Les corps d'épreuve ont été installés sur les sites à un âge d'au moins 28 jours. Ils ont été acheminés par camion bâché sur les sites de Melun, La Rochelle et de Maurienne et en container maritime jusqu'au port de Québec. L'installation sur le site de La Rochelle a nécessité un haubanage à l'aide d'une grue (cf. Fig. 3). La répartition des 43 corps d'épreuve et leur disposition sur les différents sites figurent dans la référence [4]. Les figures 1 à 6 illustrent également la disposition des corps d'épreuve sur les différents sites.

Seul le site de Maurienne dispose de corps d'épreuve de formules comprenant un agent entraîneur d'air. Ce site dispose également d'éprouvettes (faces sciées et fonds de moule) de dimensions identiques à celles utilisées pour l'essai accéléré normalisé d'écaillage. Ces éprouvettes ont été fabriquées en laboratoire, mais n'ont pas été soumises à la cure « normalisée » en laboratoire. Elles ont été installées sur le site, côté chaussée, sur des chevalets en acier inoxydable. L'objectif est de réaliser un suivi de l'écaillage au cours du vieillissement naturel et de comparer les résultats à ceux obtenus sur des éprouvettes conservées en laboratoire selon la norme et soumises à l'essai accéléré normalisé d'écaillage (tel que décrit dans la référence [11]).

Programme de mesures

Un programme expérimental de base a été défini pour l'étude des corps d'épreuve sur sites au cours du temps. Les mesures sont prévues à différentes échéances sur une période d'au moins dix ans, étant donné que l'objectif est d'analyser le comportement à moyen et long terme de ces éléments de structure. Le programme expérimental de base comprend :

- des mesures non destructives *in situ* : examen visuel (en particulier, évaluation de l'écaillage des surfaces), « perméabilité » de surface, potentiel d'électrodes, résistivité du béton d'enrobage ou vitesse de corrosion, auscultation sonique et cartographie de la fissuration ;
- des mesures sur prélèvements : résistance mécanique à la compression, profondeur (et éventuellement profil) de carbonatation, profondeur de pénétration et profil de concentration en chlorures, profil hydrique et caractérisation de la microstructure.

En ce qui concerne les techniques d'investigation non destructives, les mesures de référence sur les corps d'épreuve (point 0) ont été réalisées en 1997 sur le site de préfabrication d'Achères. La mise en tension de la barre DIWIDAG dans les différents corps d'épreuve a été effectuée à l'issue de ces mesures de référence, à Achères. Un relevé de la fissuration a également été effectué après la mise en tension, afin de vérifier que les ouvertures recherchées étaient obtenues. Une campagne de mesures non destructives a ensuite été effectuée sur les sites chaque année jusqu'en 2001 (point 4), c'est à dire jusqu'à quatre ans. Un examen visuel des corps d'épreuve de Maurienne a également été effectué après six ans (point 5), afin de détecter d'éventuelles évolutions de l'écaillage.

Pour les investigations sur prélèvements, les premières mesures (point 1) ont été réalisées après l'installation sur site, à l'âge d'environ un an. Des prélèvements ont ensuite été effectués à différentes échéances, selon les mesures à réaliser et le site considéré, jusqu'en 2001 (point 4), conformément au tableau VI. Après chaque prélèvement, les trous étaient bouchés à l'aide d'un mortier sans retrait du type CLAVEX.

Le contenu exact des investigations ultérieures sur chacun des sites et la fréquence des mesures dépendront de l'évolution des corps d'épreuve. Le programme expérimental sera donc adapté en fonction des résultats intermédiaires, afin de rester pertinent, y compris à long terme.

Seuls les résultats des mesures sur prélèvements et les examens visuels (écaillage sur le site de Maurienne) sont analysés dans cet article. Les mesures non destructives de « perméabilité » de surface, de potentiel, de résistivité, d'auscultation sonique et la cartographie de la fissuration feront l'objet d'un prochain article.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES CORPS D'ÉPREUVE ET COMPARAISON AVEC LES MESURES RÉALISÉES SUR ÉPROUVETTES CONSERVÉES EN LABORATOIRE

Résistance mécanique à la compression

La résistance mécanique moyenne à la compression du béton de chaque corps d'épreuve des trois sites en France a été déterminée, après rodage des surfaces planes, à partir de trois carottes de diamètre 75 mm et de hauteur 150 mm (ou 160 mm) prélevées sur chaque corps d'épreuve.

Les valeurs obtenues à l'âge d'un an (point 1) pour chaque corps d'épreuve des sites de Melun, La Rochelle et de Maurienne sont présentées dans le tableau VII et la figure 10, en fonction de la résistance mécanique moyenne à la compression du béton mesurée à 28 jours sur éprouvettes (diamètre 160 mm et hauteur 320 mm) fabriquées en laboratoire et conservées dans l'eau (à $T = 20 \pm 1^\circ\text{C}$). Les résultats sont également comparés avec la résistance mécanique moyenne à la compression mesurée à 90 jours sur éprouvettes conservées dans l'eau.

Le tableau VII et la figure 10 illustrent la large gamme de résistances couverte par les bétons de cette étude. Ils mettent également en évidence la corrélation qui existe entre les données obtenues sur éprouvettes et sur sites : en général, pour une formule donnée, la résistance mesurée à l'âge d'un an sur site (point 1) est supérieure à celle mesurée à 28 jours sur éprouvettes conservées dans l'eau, et est très proche de celle obtenue à 90 jours sur éprouvettes conservées dans l'eau. Les corps d'épreuve M75FSEA-73 du site de Maurienne et M50-17 de La Rochelle font exception à cette tendance. Ces der-

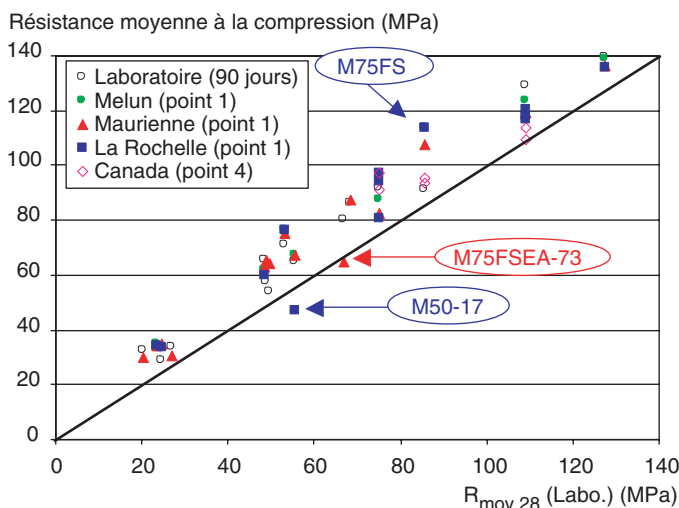
TABLEAU VI
Répartition des mesures sur prélèvements en fonction de l'échéance et du site

	Point 1 (1998)	Point 2 (1999)	Point 3 (2000)	Point 4 (2001)
Melun	<ul style="list-style-type: none"> • R_{moy.} • P_{carbo.} 	<ul style="list-style-type: none"> • P_{carbo.} 		<ul style="list-style-type: none"> • P_{carbo.} • Microstructure et porosité • Profils hydriques (juin 2001-juillet 2002) • Profils de carbonatation
Maurienne	<ul style="list-style-type: none"> • R_{moy.} • P_{carbo.} 	<ul style="list-style-type: none"> • P_{carbo.} • Profils Cl⁻ (oct. 1999) 		<ul style="list-style-type: none"> • P_{carbo.} • Profils Cl⁻ (juillet 2001) • Microstructure et porosité • Profils hydriques (juillet 2001)
La Rochelle	<ul style="list-style-type: none"> • R_{moy.} • P_{carbo.} 	<ul style="list-style-type: none"> • P_{carbo.} • Profils Cl⁻ (déc. 1999) 		<ul style="list-style-type: none"> • P_{carbo.} • Profils Cl⁻ (fév. 2002) • Microstructure et porosité • Profils hydriques (nov. 2001)
Canada	<ul style="list-style-type: none"> • R_{moy.} • P_{carbo.} • Profils Cl⁻ (nov. 1998) 		<ul style="list-style-type: none"> • Profils Cl⁻ (nov. 2000) 	<ul style="list-style-type: none"> • R_{moy.} • P_{carbo.} • Profils Cl⁻ (déc. 2001)

TABLEAU VII
Résistances mécaniques moyennes à la compression mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire (28 et 90 jours) et sur carottes prélevées dans les corps d'épreuve

Béton	Résistance mécanique moyenne à la compression (MPa)					
	Laboratoire		Melun (point 1)	Maurienne (point 1)	La Rochelle (point 1)	Canada (point 4)
	28 jours	90 jours				
M25CVEA	20,5	32,7	-	29,9	-	-
M25CV	23,5	33,0	34,7	34,5	34,3	-
M25	24,5	28,9	33,3	35,1	33,8	-
M25EA	26,8	33,7	-	30,5	-	-
M30CV	48,5	65,7	62,0	62,7	60,0 (*)	-
M50CVEA	49,0	57,3	-	65,4	-	-
M50EA	49,5	54,0	-	64,3	-	-
M50CV	53,0	71,0	76,5 (*)	75,1	76,2	-
M50	55,5	65,1	67,3 (*)	67,5	46,9	-
M75FSEA	67,0	80,1	-	64,6	-	-
M75EA	68,5	86,3	-	87,7	-	-
M75	75,0	91,9	87,3	82,5	80,8	
					[E15] 97,0 [E30] 94,3	[E15] 97,5 [E50] 91,2
M75FS	85,5	91,0	114,0	107,4	113,9 (*)	[E15] 95,1 [E50] 93,4
M100FS	109,0	128,7	123,3	119,5	118,2	
					[E15] 116,9 [E30] 120,6	[E15] 113,5 [E50] 109,4
M120FS	127,5	139,2	139,0	136,2	135,5	-

(*) Moyenne calculée à partir de 2 carottes au lieu de 3.
En gras et en italique : valeurs anormalement basses.



■ Fig. 10

Comparaison entre les résistances mécaniques moyennes à la compression obtenues à l'âge d'un an (point 1) sur les carottes issues des corps d'épreuve des sites de Melun, La Rochelle et de Maurienne, à l'âge de quatre ans (point 4) sur les carottes issues des corps d'épreuve du site du Canada (avec un mode opératoire différent) et les valeurs obtenues sur éprouvettes conservées dans l'eau en laboratoire.

niers ont une résistance moyenne plus faible sur site, s'accompagnant d'une dispersion importante, pouvant au moins partiellement s'expliquer, pour ce qui est du M75FSEA-73, par la ségrégation importante constatée sur cette formule. Au contraire, les corps d'épreuve M50EA-73 et M50CVEA-73 ont une résistance sur site nettement supérieure à celle obtenue à 90 jours sur éprouvettes. De même, les résistances mesurées sur les trois sites pour le M75FS sont nettement supérieures aux valeurs obtenues en laboratoire. Ces résultats peuvent s'expliquer par une meilleure qualité du béton gâché pour les corps d'épreuve, par rapport à celui des éprouvettes (répartition plus homogène de l'air entraîné et des additions minérales, par exemple). Ils peuvent également s'expliquer par un effet bénéfique du vieillissement (réaction pouzzolanique avec les cendres volantes et les fumées de silice, par exemple). On notera que, pour les BTHP M100FS et M120FS, la valeur très élevée de résistance moyenne à la compression, obtenue après 90 jours de conservation dans l'eau n'est pas atteinte sur site. Ce dernier point illustre l'effet positif de la cure dans l'eau sur les caractéristiques mécaniques, même pour ce type de béton.

Ces résultats indiquent qu'à l'exception des corps d'épreuve mentionnés, les matériaux semblent avoir évolué normalement jusqu'à l'échéance considérée et qu'ils présentent dans l'ensemble les propriétés mécaniques attendues. De plus, pour une formule donnée (en excluant les exceptions citées), les résistances mécaniques enregistrées sur les trois sites sont très proches les unes des autres (cf. tableau VII et Fig. 10). Cette constatation témoigne de l'homogénéité initiale du béton des différents corps d'épreuve. Cette dernière comparaison ne peut cependant pas être faite sur les formules avec air entraîné, car celles-ci ne sont testées que sur le site de Maurienne. On peut cependant admettre que l'expérience débute (point 1) avec des formules de béton mécaniquement identiques sur les trois sites et identiques à celles fabriquées en laboratoire et que, par conséquent, les éventuelles variations qui seront enregistrées ultérieurement entre ces sites ne résulteront que des conditions *in situ*. Toutes ces considérations assurent la validité des comparaisons, d'une part entre les différents sites et, d'autre part, entre le laboratoire et les sites.

On remarque en outre, en ce qui concerne les éprouvettes conservées en laboratoire, que la résistance augmente entre 28 et 90 jours d'autant plus que la teneur en cendres volantes est grande (cas du M30CV et du M50CV).

Les résultats obtenus sur le site du Canada au point 4 sont également présentés dans le tableau VII et la figure 10. Il n'est pas possible de comparer directement ces données avec celles issues des trois sites en France ou celles issues des éprouvettes conservées dans l'eau, du fait de la différence de mode opératoire (utilisé pour la mesure de la résistance). Néanmoins, les données du site du Canada montrent clairement une bonne cohérence avec les valeurs obtenues sur les sites en France et sur éprouvettes.

Porosité et profils hydriques

Mesures

■ **Porosité accessible à l'eau mesurée par pesée hydrostatique.** La détermination de la porosité accessible à l'eau et de la masse volumique apparente du matériau à l'état sec a été effectuée par pesée hydrostatique sur des carottes (diamètre 80 mm et hauteur de 140 à 170 mm) prélevées sous eau sur les sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne. Les carottes incluent la surface exposée aux conditions environnementales. Les mesures ont été effectuées suivant le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM [15], en adoptant une variante pour le protocole de préconditionnement inhérent à la mesure. Tout d'abord, la durée du processus de saturation a été allongée à 72 heures, afin d'améliorer son efficacité vis-à-vis des BHP. Ensuite, les carottes ont subi un séchage *progressif* (attente de la stabilisation de la masse successivement à $T = 60, 80$ puis 105 °C), au lieu d'être portées directement à $T = 105\text{ °C}$, afin de réduire les risques de fissuration. Les pesées ont été réalisées à la précision de 0,01 g. La masse est considérée comme stabilisée lorsque deux pesées consécutives espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %.

■ **Profils hydriques et profils de porosité déterminés par gammadensimétrie.** Des mesures par gammadensimétrie ont été effectuées sur les mêmes carottes, issues des sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne, que celles utilisées pour les mesures par pesée hydrostatique (cf. § « Porosité accessible à l'eau mesurée par pesée hydrostatique »), afin de déterminer le profil hydrique régnant *in situ* au moment du prélèvement (que l'on supposera semblable à celui mesurable à réception) et le profil de porosité.

Le principe et le mode opératoire de cet essai non destructif sont décrits dans la référence [16]. La masse volumique apparente (ρ), le taux de saturation *in situ* ($s_{in situ}$) et la porosité accessible à l'eau (P_{eau}), à une profondeur donnée dans la carotte de béton, peuvent être calculés à partir des données de gammadensimétrie de la façon suivante [17] :

$$\rho = \frac{1}{\mu \cdot L} \ln \left(\frac{N_0^i}{N^i} \right) \quad (1a)$$

$$s_{in situ} = \ln \left(\frac{N_0^{in situ} \cdot N^{105}}{N^{in situ} \cdot N_0^{105}} \right) / \ln \left(\frac{N_0^{sat} \cdot N^{105}}{N^{sat} \cdot N_0^{105}} \right) \quad (1b)$$

$$P_{eau} = \frac{1}{\rho_1 \cdot \mu_1 \cdot L} \ln \left(\frac{N_0^{sat} \cdot N^{105}}{N^{sat} \cdot N_0^{105}} \right) \quad (1c)$$

où N_0^i (respectivement N^i) représente le nombre de photons gamma incidents dans l'air (respectivement ayant traversé la carotte), lorsque l'échantillon de matériau est dans l'état *i*, « *in situ* » (*in situ*, c'est-à-dire à réception), « sat » (saturé) ou « 105 » (sec, c'est-à-dire après étuvage à $T = 105\text{ °C}$). ρ_1 et μ_1 sont respectivement la masse volumique et le coefficient d'absorption massique de l'eau, μ est le coefficient d'absorption massique du béton et L est le diamètre de la carotte.

Le coefficient d'absorption massique μ de chaque béton testé a été calculé à partir de la nature et des proportions de ses constituants données par la formulation. Les valeurs obtenues sont comprises entre $7,74$ et $7,76 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$. Le coefficient d'absorption massique de l'eau a été pris égal à $8,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$. On notera que P_{eau} et $s_{in situ}$ ne dépendent pas du coefficient d'absorption massique du béton.

■ **Distributions des volumes poreux mesurées à cœur et en « peau » par intrusion de mercure.** Des mesures par intrusion de mercure ont été réalisées sur des carottes issues des sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne, afin de déterminer la distribution des volumes poreux en fonction du rayon des pores. Le dispositif expérimental et la méthode d'essai sont décrits dans la référence [16]. L'appareil utilisé ici permet l'investigation des pores dont le rayon est compris entre 1,8 nm et 60 μm . Des échantillons « représentatifs » (quelques morceaux d'environ 1 cm^3 pour chacun) ont été préparés en excluant toutefois les plus gros morceaux de granulats, à partir de tranches d'épaisseur 8 à 10 mm sciées :

- en « peau » en incluant la surface exposée ;
- à cœur, c'est-à-dire à plus de 60 mm de la surface exposée.

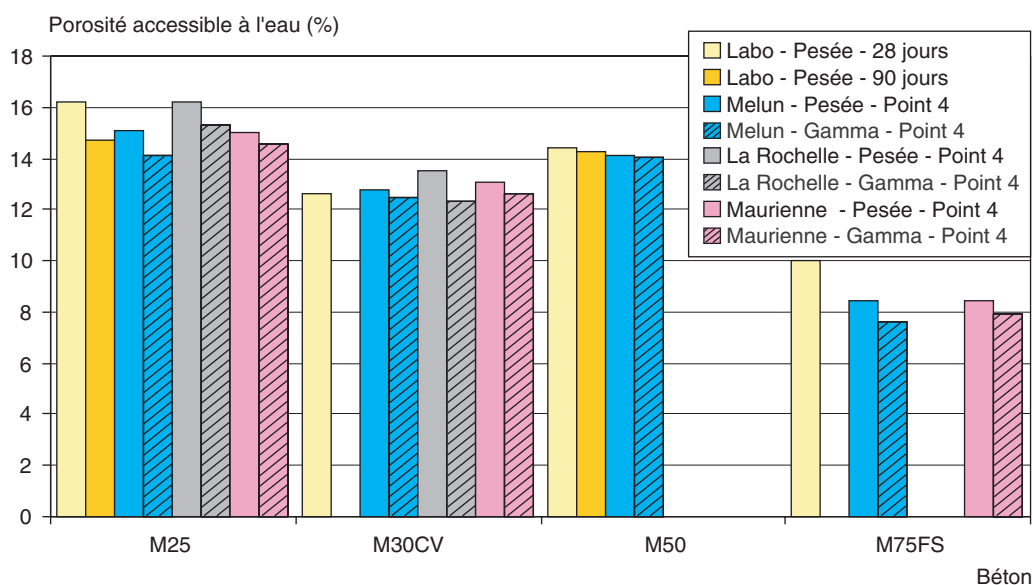
Les échantillons ont été étuvés sous vide à $T \approx 45^\circ\text{C}$ en présence de gel de silice pendant 14 jours, préalablement à la mesure, conformément au protocole décrit dans la référence [16].

Résultats expérimentaux

Les valeurs de porosité accessible à l'eau (valeurs moyennes incluant la surface exposée) obtenues sur les carottes prélevées au point 4 sur les corps d'épreuve en béton M25, M30CV, M50 et M75FS des sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne (côté chaussée), par pesée hydrostatique et par gammadensimétrie, sont présentées sur la figure 11. Ces valeurs sont comparées aux résultats obtenus par pesée hydrostatique sur éprouvettes après 28 et 90 jours de conservation dans l'eau en laboratoire.

Tout d'abord, on note une très bonne concordance entre les mesures effectuées par gammadensimétrie d'une part et par pesée hydrostatique d'autre part, au point 4 pour chaque site et chaque béton testé, confirmant la validité des mesures et des méthodes mises en œuvre. Plus précisément, la valeur moyenne obtenue par gammadensimétrie est systématiquement légèrement plus faible que celle obtenue par pesée hydrostatique.

On note également une très bonne concordance entre les résultats obtenus par pesée hydrostatique, d'une part sur éprouvettes conservées dans l'eau (28 ou 90 jours) et, d'autre part, sur carottes prélevées sur sites au point 4, à une exception près. L'exception correspond aux porosités plus faibles enregistrées *in situ* pour le béton M75FS, comparativement à la valeur obtenue après 28 jours de conservation dans l'eau (on ne dispose pas de la valeur à 90 jours). Cette constatation est en fait parfaitement en accord avec la tendance enregistrée sur les résistances mécaniques (*cf.* tableau VII et Fig. 10). Il avait en effet été constaté, au § « Résistance mécanique à la compression », que les résistances mécaniques sur sites (au point 1) étaient nettement supérieures à celles mesurées en laboratoire à 28 et 90 jours pour ce béton. Ce résultat avait été attribué à une différence entre le béton des corps d'épreuve et celui des éprouvettes, et/ou à un effet bénéfique du vieillissement. Cet effet bénéfique du vieillissement (en particulier la diminution de la porosité au cours du temps) pour les BHP



■ Fig. 11

Porosité accessible à l'eau (valeurs moyennes incluant la surface exposée) des carottes prélevées au point 4 (sites de Melun, La Rochelle et de Maurienne, côté chaussée) pour les bétons M25, M30CV, M50 et M75FS. Comparaison avec les résultats obtenus sur éprouvettes conservées dans l'eau en laboratoire.

avec fumées de silice avait également été constaté à l'échéance de trois ans sur les ouvrages jumeaux de Bourges, en comparant les résultats des mesures par intrusion de mercure obtenus à l'âge de 28 et 90 jours sur éprouvettes conservées dans l'eau en laboratoire et à trois ans sur carottes prélevées *in situ* [7]. Tous ces résultats confirment la validité de l'indicateur de durabilité général « porosité accessible à l'eau » proposé dans le cadre d'une approche performantielle et prédictive de la durabilité [5].

On ne note pas d'influence significative des conditions environnementales sur ces résultats du fait que les porosités mesurées ici sont des valeurs moyennes intégrant toute la carotte, et pas seulement la zone (superficielle) subissant l'influence de l'environnement.

Afin de compléter ces résultats, il apparaît utile d'appréhender l'influence des conditions environnementales (c'est-à-dire du site) sur la structure poreuse et sur les propriétés hydriques des matériaux et d'évaluer la zone concernée par cette influence en fonction de la formule de béton. Les profils de taux de saturation et de porosité accessible à l'eau ont donc été déterminés par gammadensimétrie sur les carottes prélevées au point 4. Les résultats sont présentés sur les figures 12 et 13. Plus précisément, les résultats obtenus sur les différents sites sont comparés pour une même formule sur les figures 12a et 12b (pour le M75FS), les figures 12c et 12d (pour le M30CV) et les figures 12e et 12f (pour le M25). Pour le site de Melun, les profils obtenus sur quatre formules de béton sont comparés sur la figure 13. Les « accidents » ponctuels apparaissant sur les profils peuvent être attribués aux hétérogénéités des carottes. En complément de ces données, les distributions des volumes poreux en fonction du rayon des pores relatives à différents bétons des corps d'épreuve des sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne, mesurées par intrusion de mercure, sont présentées sur la figure 14. Ces distributions sont comparées aux résultats obtenus sur éprouvettes de laboratoire âgées de 28 jours après conservation dans l'eau.

Le séchage naturel du béton à partir de la surface exposée aux conditions environnementales (parement) et ses conséquences sur les caractéristiques microstructurales du matériau, telles que les gradients apparaissant en fonction de la profondeur [18], expliquent la diminution significative du taux de saturation enregistrée en zone superficielle sur une épaisseur variable selon la formule. Plus un matériau est poreux, plus il est sensible aux conditions environnementales (notamment aux cycles d'humidification-séchage) sur une épaisseur importante et plus son état de saturation va dépendre du site.

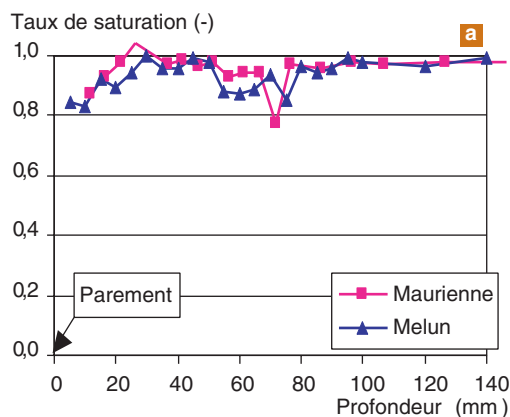
On enregistre ainsi pour le M25 (porosité de l'ordre de 15 %, cf. Fig. 11) des profils de taux de saturation très différents entre les corps d'épreuve situés à Melun (HR moyenne comprise entre 77 et 80 %), à La Rochelle (HR moyenne comprise entre 76 et 79 % et périodes d'immersion) et en Maurienne (cf. Fig. 12e). On trouve naturellement que le taux de saturation est nettement plus élevé à La Rochelle : environ 0,85 en moyenne, contre 0,50 en Maurienne et un gradient de 0,30 à 0,70 à Melun.

Par contre, le BHP M75FS est beaucoup moins sensible aux conditions environnementales (profils identiques sur les sites de Maurienne et Melun, cf. Fig. 12a) et conserve un taux de saturation très élevé y compris à Melun (environ 0,85 en « peau » et proche de 1 à cœur). Ces résultats sont cohérents avec la faible porosité (porosité accessible à l'eau de l'ordre de 8 %, pour le M75FS, cf. Fig. 11) et la finesse du réseau poreux, y compris en « peau », des BHP. Ces caractéristiques sont clairement mises en évidence sur les distributions poreuses, notamment pour les bétons M100FS et M120FS (cf. Fig. 14d, 14e et 14f).

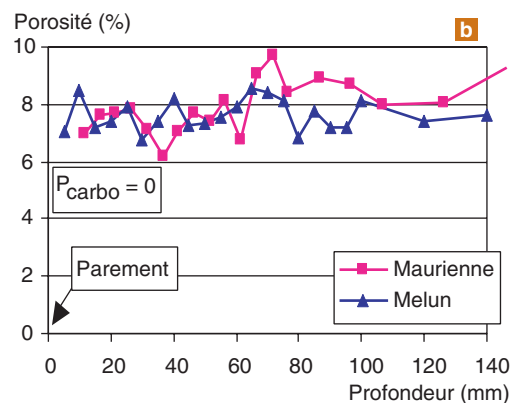
La forme particulière des profils relatifs au béton M30CV est identique pour les trois sites (cf. Fig. 12c). De plus, à une profondeur donnée, les valeurs de taux de saturation obtenues à Melun et en Maurienne pour ce béton sont très proches. Seules les valeurs obtenues à La Rochelle sont nettement plus élevées (translation du profil par rapport aux autres).

Comme précédemment annoncé, la différence la plus nette entre les sites de Maurienne et de Melun est observée avec le M25. Sur ces sites, les profils relatifs au M25 sont très semblables en « peau », mais le taux de saturation est plus élevé à cœur à Melun. Cela est cohérent avec les distributions poreuses obtenues par intrusion de mercure. On constate en effet pour le M25 que :

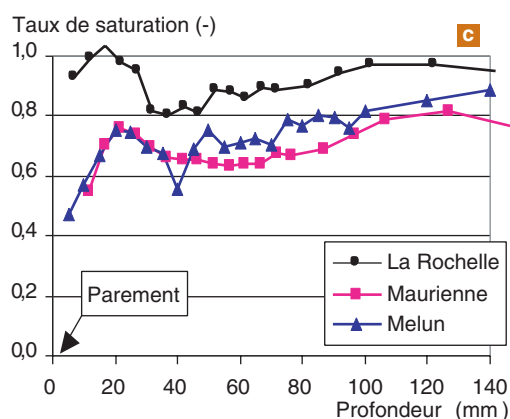
➤ les distributions ont même allure sur les deux sites en « peau » avec toutefois un volume poreux et une porosité nettement plus élevés en Maurienne, côté chaussée (porosité mesurée par intrusion de mercure égale à 25,3 %), par rapport au côté talus (porosité égale à 20,6 %) et par rapport au site de Melun (porosité égale à 12,9 %) (cf. Fig. 14c et 14b). Les transferts hydriques et en particulier le séchage naturel (en profondeur) sont donc nettement favorisés sur le site de Maurienne côté chaussée, impliquant des taux de saturation faibles à cœur en saison estivale (époque du prélèvement), par rapport au site de Melun ;



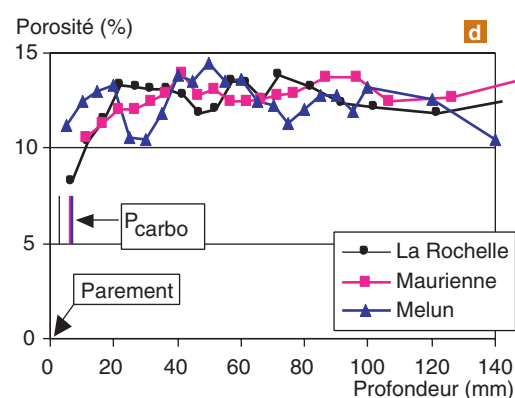
Béton M75FS – Taux de saturation.



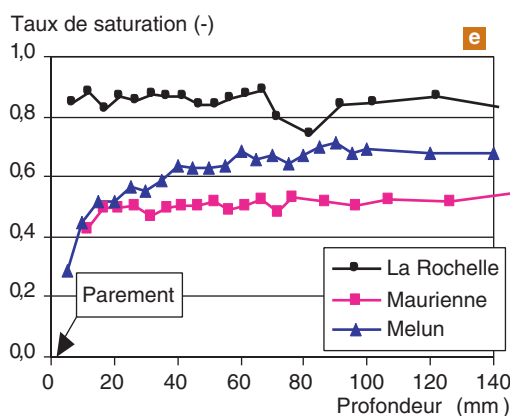
Béton M75FS – Porosité.



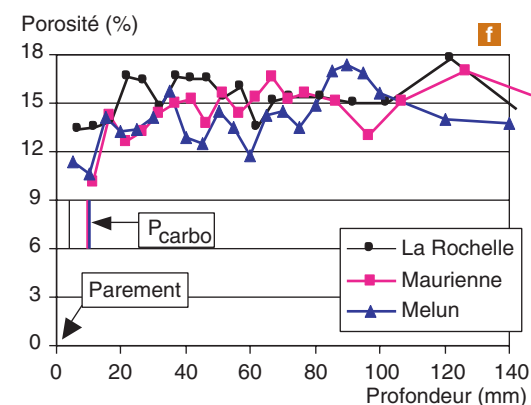
Béton M30CV – Taux de saturation.



Béton M30CV – Porosité.



Béton M25 – Taux de saturation.

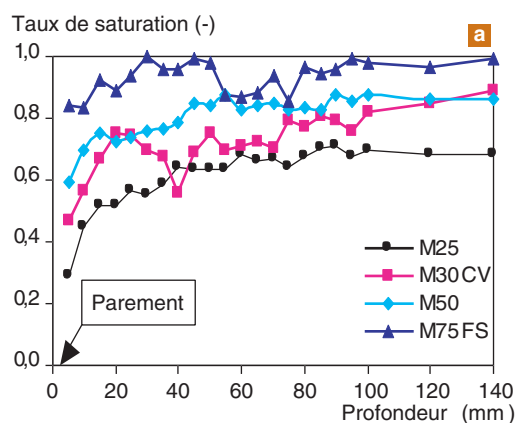


Béton M25 – Porosité.

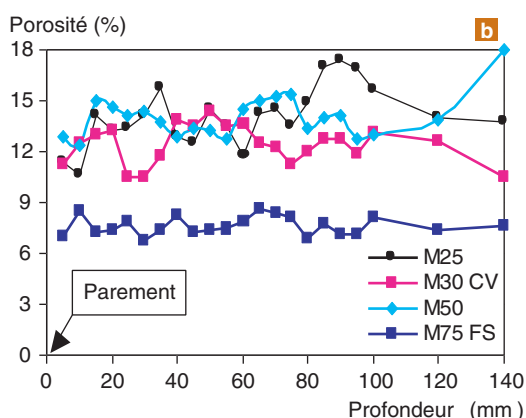
Fig. 12

Profils de taux de saturation et de porosité accessible à l'eau obtenus au point 4 par gammadensimétrie sur les carottes issues des corps d'épreuve des sites de Melun, La Rochelle et de Maurienne côté chaussée, pour trois formules de béton. La profondeur carbonatée (P_{carbo}) mesurée par phénolphthaleïne est également indiquée sur les profils de porosité.

➤ les distributions sont très différentes entre les deux sites à cœur (cf. Fig. 14a). La porosité est plus élevée en Maurienne (14,4 %, mesurée par intrusion de mercure) qu'à Melun (11,7 %), mais ce volume poreux supplémentaire correspond à des tailles de pores très petites.



Taux de saturation.



Porosité.

Fig. 13

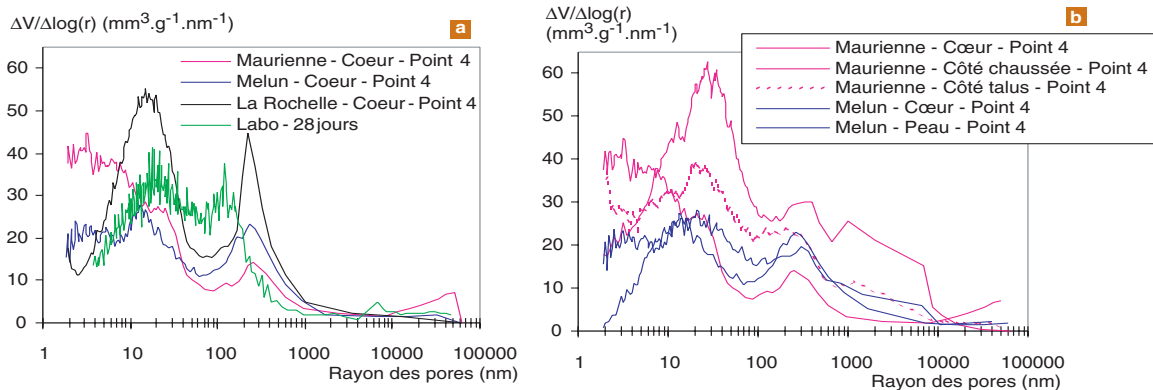
Profils de taux de saturation et de porosité accessible à l'eau obtenus au point 4 par gammadensimétrie sur les carottes issues des corps d'épreuve du site de Melun. Comparaison entre quatre formules de béton.

On notera que les profondeurs carbonatées enregistrées à Melun et en Maurienne côté chaussée pour le béton M25 sont équivalentes (cf. Fig. 12f, voir aussi § « Profondeur carbonatée mesurée sur carottes prélevées sur les corps d'épreuve »). Cela confirme les similarités des profils en « peau », mais indique que la carbonatation n'est probablement pas à l'origine des différences enregistrées entre les sites à cœur.

Les profils de porosité globale obtenus par gammadensimétrie ne permettent pas de mettre en évidence d'influence du site sur le domaine exploré. En effet, malgré d'importantes fluctuations, pour chaque béton M75FS, M30CV ou M25 (cf. Fig. 12b, 12d ou 12f, respectivement), on peut constater que les courbes obtenues à La Rochelle, en Maurienne et à Melun sont semblables. Par contre, les distributions des volumes poreux en fonction du rayon des pores, mesurées par intrusion de mercure sur les prélèvements en « peau » (incluant la surface exposée), montrent clairement une modification des caractéristiques de la structure poreuse dans cette zone superficielle (non explorée par gammadensimétrie), par rapport au reste de la carotte et par rapport à des éprouvettes conservées dans l'eau. De plus, cette modification est très dépendante du site et du matériau considérés. Cette modification résulte de la combinaison de plusieurs phénomènes intervenant *in situ* en zone superficielle, tels que par exemple :

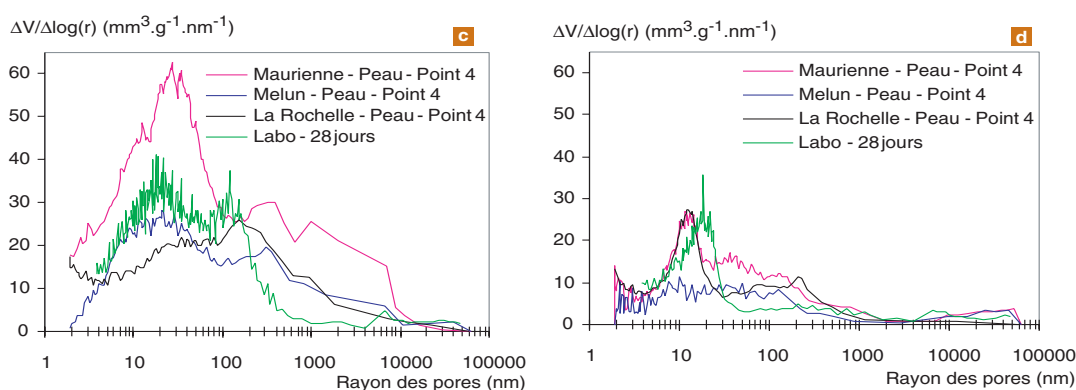
- un « effet de paroi » (moins de granulats en surface) ;
- un séchage (évaporation d'eau) exogène précoce, ayant gêné ou arrêté le processus d'hydratation ;
- des cycles d'humidification-séchage (avec transport de sels, et donc cristallisation-dissolution ou adsorption-désorption éventuelles), au cours de la vie de l'ouvrage ;
- des réactions chimiques, telles que celles intervenant lors de la carbonatation (formation de CaCO_3) ou plus spécifiquement avec l'eau de mer (formation de brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$, de chloroaluminates, etc.),

sans oublier la possible cristallisation de sels (par exemple NaCl [19]) lors du séchage préalable aux mesures par intrusion de mercure.



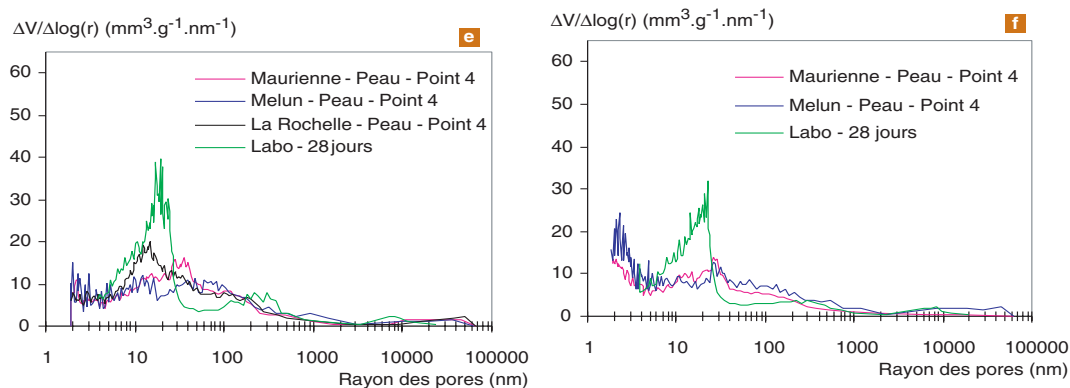
Béton M25 (prélèvement à cœur).

Béton M25 – Comparaison cœur/peau.



Béton M25 (prélèvement en peau).

Béton M75FS (prélèvement en peau).



Béton M100FS (prélèvement en peau).

Béton M120FS (prélèvement en peau).

■ Fig. 14

Distributions des volumes poreux obtenues par intrusion de mercure en fonction du rayon des pores de différents bétons des corps d'épreuve des sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne (côté chaussée) au point 4. Comparaison avec les résultats obtenus sur éprouvettes de laboratoire âgées de 28 jours après conservation dans l'eau.

Profondeurs et profils de carbonatation

Mesures sur carottes prélevées sur les corps d'épreuve

■ **Profondeur carbonatée mesurée par phénolphthaleïne.** La profondeur carbonatée a été mesurée sur les corps d'épreuve à trois échéances (points 1, 2 et 4, cf. tableau VI). Une méthode dérivée du mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM [15] a été appliquée pour les mesures. À cet effet, deux carottes (diamètre 50 mm) ont été prélevées sur chaque corps d'épreuve et ont été coupées en deux par fendage. Une solution alcoolique de phénolphthaleïne à 1 % a été pulvérisée sur les surfaces fraîches ainsi obtenues, après humidification, révélant la zone à $\text{pH} \leq 9$ et donc carbonatée (incolore), et la zone à $\text{pH} \geq 9$ donc non carbonatée (rose). La mesure de la profondeur carbonatée a été effectuée aux deux extrémités de chaque carotte, lorsque celle-ci était traversante. Les carottes prélevées ont été conservées dans des sacs en plastique contenant de l'eau entre les échéances de prélèvement et de mesure.

■ **Profils de teneurs en portlandite Ca(OH)_2 résiduelle et en CO_2 de carbonatation déterminés par ATG.** Les profils de teneurs en portlandite Ca(OH)_2 résiduelle et en CO_2 de carbonatation ont été déterminés par analyses thermogravimétriques (ATG) [20], [21]. Le dispositif expérimental utilisé, la méthode d'essai et le mode d'exploitation des résultats sont décrits dans la référence [16]. Les échantillons destinés aux analyses thermogravimétriques ont été préparés, à partir de tranches sciées à différentes profondeurs dans les carottes, en privilégiant les morceaux contenant une forte proportion de liant. Ces morceaux ont ensuite été broyés manuellement. La prise d'essai est de l'ordre de 200 milligrammes.

Mesures après essais accélérés sur éprouvettes conservées en laboratoire

■ **Essais de carbonatation accélérée.** Des essais de carbonatation accélérée ont été réalisés sur des éprouvettes (un prisme $70 \times 70 \times 280$ mm par formule) confectionnées en laboratoire, après une cure de 28 jours en laboratoire à $\text{HR} = 100\%$ et à $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ [22]. Ces essais ont été réalisés suivant le mode opératoire AFPC-AFREM [15]. Les éprouvettes ont donc tout d'abord été préconditionnées. Elles ont ensuite été exposées à $50 \pm 5\%$ de CO_2 et à $\text{HR} = 65 \pm 5\%$ pendant 28 jours (ou 60 jours suivant la formule). Des essais complémentaires ont également été réalisés, éventuellement sur d'autres géométries d'éprouvettes (cylindres de diamètre 110 mm et de hauteur 60 mm) ou à d'autres âges, à titre comparatif. Pour l'ensemble de ces essais, deux protocoles de préconditionnement ont été pratiqués :

➤ préconditionnement n° 1 (AFPC-AFREM) [15] pour toutes les formules : saturation sous vide pendant 24 heures, séchage à $T = 40 \pm 5^\circ\text{C}$ en étuve ventilée pendant 48 heures, puis exposition à $\text{HR} = 65 \pm 5\%$ et $T = 20 \pm 1^\circ\text{C}$ pendant 3 jours ;

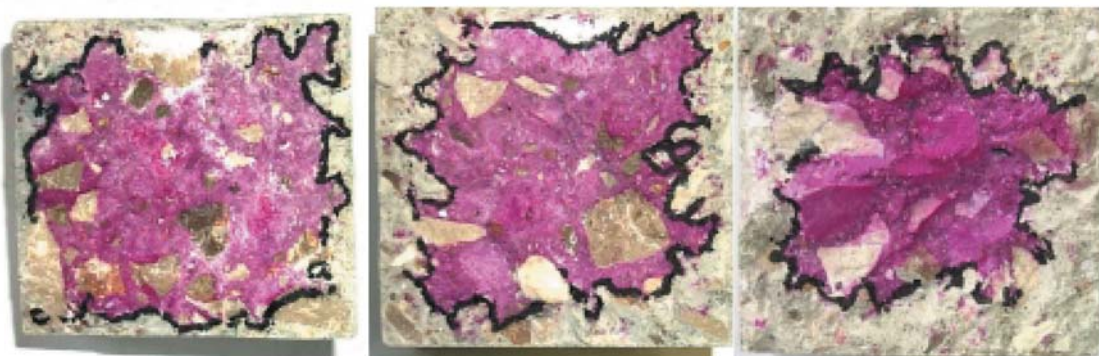
➤ préconditionnement n° 2 pour les formules M25, M30CV et M50 à titre de comparaison : séchage à $T = 45 \pm 5^\circ\text{C}$ en étuve ventilée pendant 30 jours. Dans ce cas, les éprouvettes étaient préalablement conservées 90 jours dans l'eau (au lieu de 28 jours à $\text{HR} = 100\%$). Des précisions sur ce préconditionnement sont données dans la référence [23]. Les résultats détaillés obtenus en appliquant ce préconditionnement sont présentés dans la référence [24] pour les bétons M25 et M50 et dans la référence [25] pour le béton M30CV.

■ **Profondeur carbonatée mesurée par phénolphthaleïne.** Des mesures de profondeur carbonatée ont été effectuées après différentes durées d'exposition (typiquement 4, 7, 14, 21 et 28 jours, et 60 jours le cas échéant). Dans le cas des prismes, à chaque échéance de mesure, une portion a été obtenue par fendage et la surface fraîche ainsi obtenue a été pulvérisée avec la solution de phénolphthaleïne, après humidification (Fig. 15). La profondeur moyenne carbonatée a alors été déduite des profondeurs mesurées sur les quatre côtés du prisme, selon les recommandations de l'AFPC-AFREM [15].

■ **Profil de teneur en portlandite Ca(OH)_2 résiduelle déterminé par ATG.** Le profil de teneur en portlandite Ca(OH)_2 résiduelle a été déterminé par ATG (cf. § « Profils de teneurs en portlandite Ca(OH)_2 résiduelle et en CO_2 de carbonatation déterminés par ATG ») sur le béton M25, après 14 jours d'essai de carbonatation accélérée [24].

Résultats expérimentaux

■ **Profondeur carbonatée mesurée sur carottes prélevées sur les corps d'épreuve.** Les résultats expérimentaux obtenus sur les corps d'épreuve des trois sites en France sont présentés dans le tableau VIII, sous la forme de fourchettes donnant les valeurs minimales et maximales des profon-



a) À 7 jours.

b) À 14 jours.

c) À 28 jours.

■ Fig. 15

Mesure de la profondeur carbonatée par phénolphthaléine sur une éprouvette prismatique $70 \times 70 \times 280$ mm de béton M25CVEA à différentes échéances au cours de l'essai accéléré mené en laboratoire (préconditionnement n° 1) :

- zone incolore : zone à $\text{pH} \leq 9$ (\Rightarrow zone carbonatée),
- zone rose : zone à $\text{pH} \geq 9$ (\Rightarrow zone non carbonatée).

TABLEAU VIII

Profondeurs carbonatées mesurées par phénolphthaléine sur carottes prélevées dans les corps d'épreuve

Site →	Profondeur carbonatée (mm)											
	Melun			Maurienne						La Rochelle		
Échéance →	Point 1	Point 2	Point 4	Point 1		Point 2		Point 4		Point 1	Point 2	Point 4
Béton				Côté chaussée	Côté talus	Côté chaussée	Côté talus	Côté chaussée	Côté talus			
M25CVEA	-	-	-	10	10	11	11 à 12	9 à 12	9 à 20	-	-	-
M25CV	10	10	15	8 à 10	9	10 à 11	10	10 à 15	10 à 15	4 à 6	5 à 7	5 à 7
M25	6	8	10	4 à 7	3 à 7	8	7 à 8	7 à 12	5 à 8	3 à 5	3 à 5	3 à 5
M25EA	-	-	-	7 à 10	7 à 10	8 à 9	8	7 à 10	7 à 10	-	-	-
M30CV	5	7	7	5 à 9	6 à 8	5 à 7,5	6 à 7,5	5 à 7	5 à 10	2 à 4	4 à 5	2 à 4
M50CVEA	-	-	-	2	2	2 à 3	1,5 à 2	3 à 6	4 à 6	-	-	-
M50EA	-	-	-	0	0	1 à 2	1 à 2,5	1	1 à 2	-	-	-
M50CV	3	2	2,5	2 à 3	2,5 à 3	2 à 2,5	2,5 à 3	2 à 9	2 à 10	0 à 1	1 à 2	0 à 5
M50	1	0	0,5	0,5 à 1	1 à 1,5	1,5 à 3	1 à 1,5	0	0	0	0	0 à 2
M75FSEA	-	-	-	1 à 1,5	1,5 à 2	1,5 à 2	3	3 à 5	2 à 10	-	-	-
M75EA	-	-	-	0,3 à 1,5	0,4 à 1,5	0	0	0	0	-	-	-
M75	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0	0
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[E15] 0	0	0
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[E30] 0	0	0
M75FS	0	0	1	0	0	0 à 0,5	0	0	0	0	0	0 à 1
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[E15] 0	0	0
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	[E30] 0	0	0
M100FS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M120FS	0	0	0	0	0	0 à 1	1	0	0	0	0	0

deurs carbonatées mesurées, ou sous la forme de valeurs moyennes, selon le site considéré, ainsi que dans les figures 16 à 18. On note une évolution de la profondeur carbonatée mesurée en fonction du temps, d'amplitude variable suivant la formule et le site considérés. Au point 4, on enregistre en particulier une très nette augmentation de la profondeur carbonatée pour les formules M25CV (sites de Melun et de Maurienne) et M50CV (sites de La Rochelle et de Maurienne).

La figure 19 compare les valeurs moyennes (assorties de barres d'erreur, le cas échéant) obtenues lors des mesures au point 4 sur les sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne (côté chaussée et côté talus). Rappelons que seules les formules sans air entraîné sont communes aux trois sites. Pour une formule donnée (sans air entraîné), les valeurs obtenues sur les sites de Melun et de Maurienne sont proches, alors que celles enregistrées sur le site de La Rochelle sont systématiquement plus faibles. Cette tendance a en fait été constatée à chaque échéance. Cela 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 (cf. § « Résultats expérimentaux », p. 64 et Fig. 12). En effet, pour traverser les pores saturés de liquide, le CO_2 devra préalablement se dissoudre. Or, lorsqu'il est dissous (sous forme de H_2CO_3 , HCO_3^- ou CO_3^{2-}), le dioxyde de carbone a un coefficient de diffusion 10^4 fois plus faible que lorsqu'il est gazeux (de l'ordre de $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ en phase liquide, contre $10^{-8} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ en phase gazeuse). De plus, le CO_2 issu de l'eau de mer (et donc sous forme ionique) pénètre difficilement dans le matériau pour la même raison (cinétique). En outre, durant les périodes de marée basse, le séchage important du béton (transfert hydrique sortant) gêne également le transfert diffusionnel entrant du CO_2 . De même, sur le site de Maurienne, on enregistre systématiquement (à une exception près) une profondeur carbonatée nettement plus élevée du côté talus que du côté chaussée. Cela est cohérent avec le fait que le côté chaussée a un taux de saturation plus élevé du fait de la présence de sels. Ces résultats mettent en évidence l'importance de l'état hydrique du matériau sur le processus de carbonatation.

La figure 19 montre que la profondeur carbonatée $P_{\text{carbo.}}$ est globalement bien classée suivant la résistance à la compression mesurée en laboratoire à 28 jours ($P_{\text{carbo.}}$ décroît généralement lorsque la résistance mécanique augmente). Si l'on regarde plus précisément les résultats obtenus sur chaque site, on constate que le classement en fonction de la résistance à la compression *in situ* mesurée au point 1 ($R_{\text{moy. (pt 1)}}$) sur les carottes fait apparaître un effet négatif de la présence de cendres volantes vis-à-vis de la protection contre la carbonatation (cf. Fig. 16 à 18). Ces différents résultats sont détaillés dans ce qui suit.

La série des M25 et le béton M30CV sont très carbonatés. Le béton M50 est très peu carbonaté. En particulier, le corps d'épreuve M50-17 du site de La Rochelle n'est carbonaté qu'à partir du point 4. Les BHP ne sont quasiment pas carbonatés aux échéances considérées.

Plus précisément, on n'enregistre qu'une très faible carbonatation sur les BHP des différents sites ($P_{\text{carbo.}} \leq 1 \text{ mm}$), à l'exception du M75FSEA-73 de Maurienne qui se carbonate dès la première échéance de mesure ($P_{\text{carbo.}} \approx 2 \text{ mm}$). La profondeur carbonatée « notable » du M75FSEA-73 au point 4 ($P_{\text{carbo.}} \approx 5 \text{ mm}$) est cohérente avec la résistance mécanique mesurée sur ce corps d'épreuve (au point 1), qui était inférieure à celle escomptée (et mesurée sur éprouvettes de laboratoire) et qui place le matériau de ce corps d'épreuve en limite basse des BHP (cf. § « Résistance mécanique à la compression » et tableau VII). Les bétons M75 et M100FS restent exempts de carbonatation au point 4 sur les trois sites. En outre, aucune carbonatation n'a été décelée jusqu'au point 4 sur les six corps d'épreuve installés sur le site du Canada (formules M75, M75FS et M100FS).

Le M30CV se carbonate significativement *in situ*, alors qu'il présente de très bonnes propriétés de durabilité mesurées en laboratoire (cf. tableau II et [11]). On remarquera néanmoins que la carbonatation du M30CV est « immédiate » (cf. tableau VIII et Fig. 16 à 18). Il n'y a quasiment pas d'évolution après le point 1, quel que soit le site considéré. Cette carbonatation importante et immédiate est essentiellement le résultat de l'absence de cure, particulièrement préjudiciable en présence de fortes quantités de cendres volantes [26-29]. En effet, le déficit d'hydratation généré par l'absence de cure correspond à un déficit de C-S-H et de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, et ce dernier, ajouté au manque d'eau disponible, va limiter la quantité de C-S-H formés par réaction pouzzolanique entre $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et les cendres volantes. Tout cela conduit à une matrice de faible compacité (réseau poreux grossier) facilitant la pénétration du CO_2 . 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 $R_{\text{moy. (pt 1)}}$. Donc, dans les matériaux à forte teneur en cendres volantes, le réseau poreux devient plus grossier en zone superficielle à cause de la carbonatation elle-même [28] et de

Fig. 16
Profondeur carbonatée
(valeurs moyennes)
mesurée par
phénolphthaleïne à trois
échéances sur les
carottes issues des
corps d'épreuve du site
de Melun.

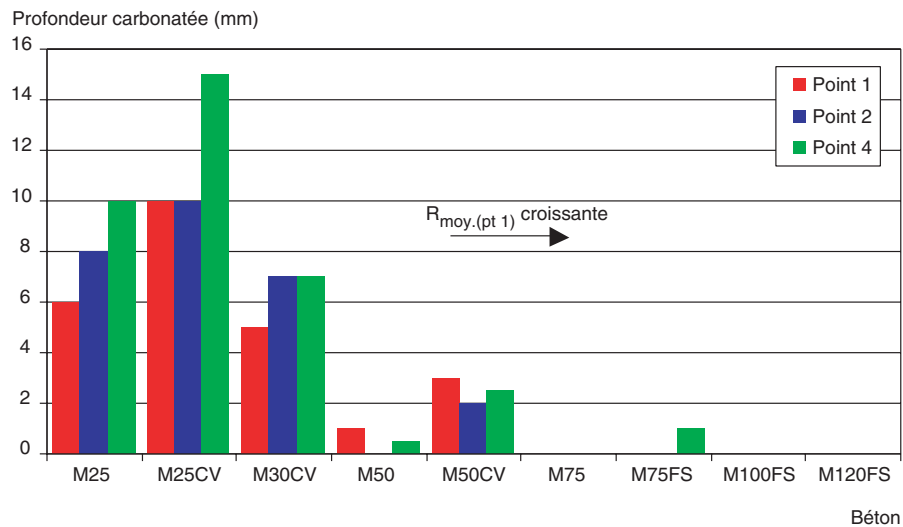


Fig. 17
Profondeur carbonatée
(valeurs moyennes
assorties des barres
d'erreur) mesurée par
phénolphthaleïne à trois
échéances sur les
carottes issues des
corps d'épreuve du site
de La Rochelle.

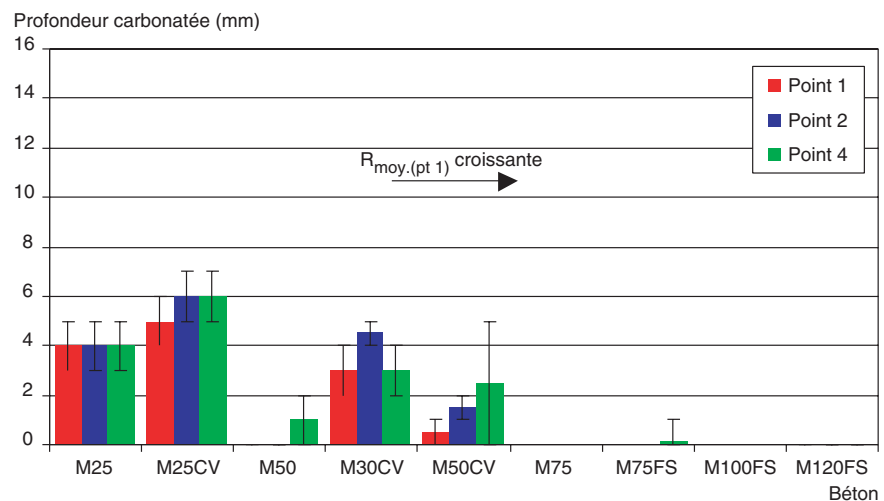
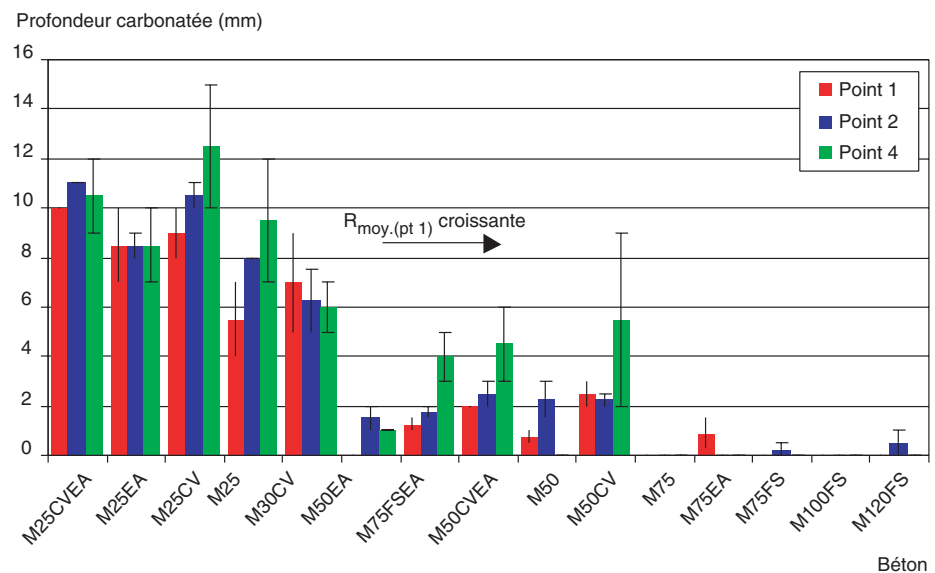
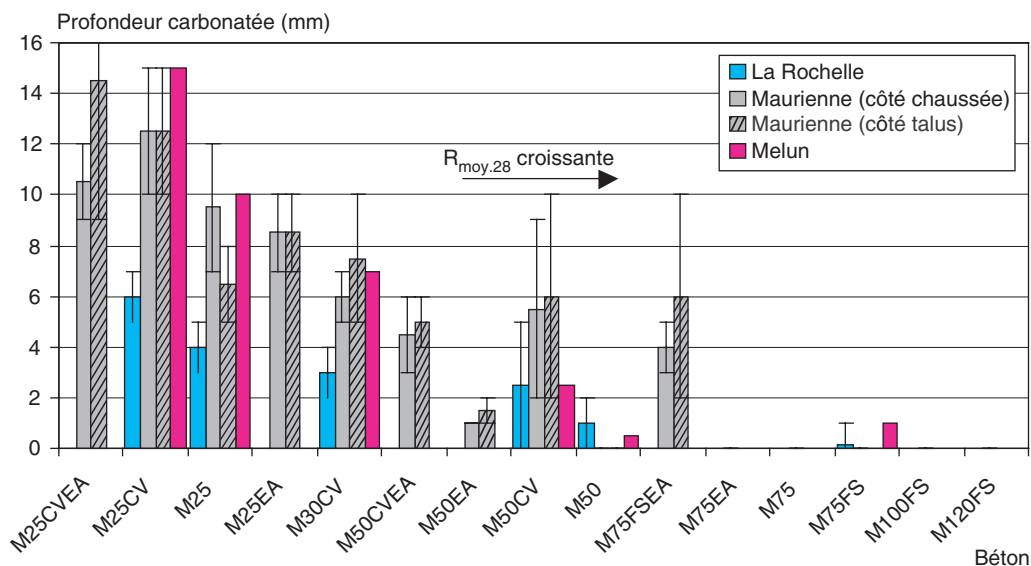


Fig. 18
Profondeur carbonatée
(valeurs moyennes
assorties des barres
d'erreur) mesurée par
phénolphthaleïne à trois
échéances sur les
carottes issues des
corps d'épreuve du site
de Maurienne (côté
chaussée).





■ Fig. 19

Comparaison des profondeurs carbonatées (valeurs moyennes assorties des barres d'erreur) mesurées sur les carottes issues des corps d'épreuve des sites de Melun, de La Rochelle et de Maurienne à l'âge de quatre ans (point 4).

l'absence de cure. On notera toutefois que la faible teneur résiduelle en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ à une profondeur donnée, dans les matériaux à forte teneur en cendres volantes, peut être compensée, au moins partiellement, par la quantité non négligeable d'alcalins apportée par les cendres volantes (les cendres utilisées ici contiennent 4,77 % de K_2O et 0,24 % de Na_2O [2]). Ces alcalins sont en effet susceptibles de se retrouver dans la solution interstitielle. Cependant, cela n'est naturellement valable que si tous les autres composants « acides » ont réagi. On ne peut donc pas déduire directement de la faible teneur résiduelle en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ de ces matériaux une accélération de la diminution du pH en cas de carbonatation. Par ailleurs, le ralentissement des réactions hydraulique et pouzzolanique à basse température contribue à expliquer le mauvais comportement aux cycles de gel-dégel avec ou sans sels (enregistré en laboratoire sur les formules avec cendres volantes [11]).

Il est possible d'établir un classement des formules de béton sur la base des profondeurs carbonatées P_{carbo} , mesurées sur sites à une échéance donnée, à partir des définitions suivantes :

- classe 1 : $P_{\text{carbo.}} \leq 1 \text{ mm}$;
- classe 2 : $1 \leq P_{\text{carbo.}} \leq 3 \text{ mm}$;
- classe 3 : $3 \leq P_{\text{carbo.}} \leq 5 \text{ mm}$;
- classe 4 : $5 \leq P_{\text{carbo.}} \leq 10 \text{ mm}$;
- classe 5 : $P_{\text{carbo.}} \geq 10 \text{ mm}$.

Les résultats obtenus sur le site de Maurienne aux points 1 et 4 sont présentés dans le tableau IX, en regard du classement des bétons en fonction de leur résistance mécanique à la compression *in situ* au point 1 ($R_{\text{moy. (pt 1)}}$). Ces résultats confirment notamment que la profondeur carbonatée est plus grande en présence de cendres volantes.

■ **Profondeur carbonatée mesurée lors des essais accélérés réalisés sur éprouvettes conservées en laboratoire.** L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus lors des essais de carbonatation accélérée sur les prismes $70 \times 70 \times 280 \text{ mm}$ (préconditionnement n° 1), sont reportés dans le tableau X. À titre d'illustration, les résultats obtenus lors du test à la phénolphthaleïne sur le béton M25CVEA, aux échéances de 7, 14 et 28 jours sont présentés sur la figure 15. Cette figure met en évidence l'irrégularité du front de carbonatation, qui peut rendre difficile pour certains bétons l'évaluation d'une valeur moyenne de profondeur carbonatée.

La figure 20 présente la profondeur moyenne carbonatée $P_{\text{carbo.}}$ en fonction de $t^{1/2}$, t étant le temps d'exposition au CO_2 . La relation $P_{\text{carbo.}} = k \cdot t^{1/2}$, communément admise (se reporter par exemple à la revue bibliographique figurant dans la référence [30] ou [5]), semble bien vérifiée aux échéances considérées pour la plupart des bétons. Il s'agit de ceux (notamment M25CVEA, M25EA et M30CV) ayant une profondeur carbonatée suffisamment grande pour être correctement mesurée, et suffisam-

TABLEAU IX

Classement des bétons en fonction de leur résistance à la carbonatation, sur la base des résultats des mesures *in situ* (aux points 1 et 4 sur le site de Maurienne) et sur la base des résultats de l'essai accéléré (après cure humide en laboratoire). Comparaison avec le classement obtenu en fonction des résistances à la compression

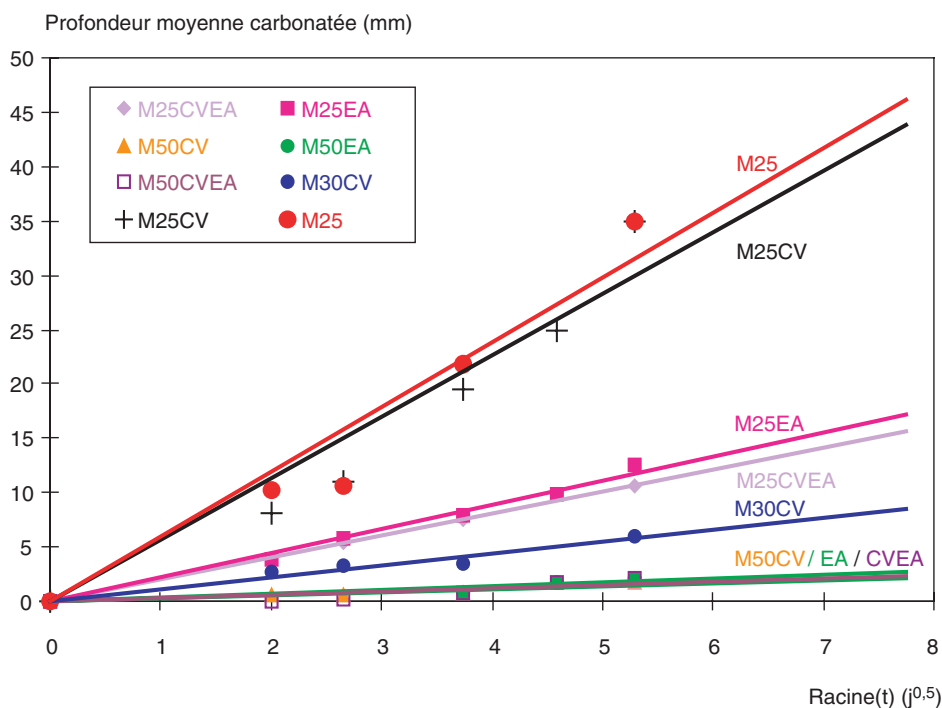
Bétons classés selon $R_{moy.(pt\ 1)}$	$R_{moy.(pt\ 1)}$ Maurienne (MPa)	Classement $P_{carbo.}$ <i>in situ</i> Maurienne (point 1)	Classement $P_{carbo.}$ <i>in situ</i> Maurienne (point 4)	Bétons classés selon $R_{moy.28}$	$R_{moy.28}$ Laboratoire (MPa)	Classement $P_{carbo.}$ essai accéléré après cure humide
M25CVEA	29,9	5	5	M25CVEA	20,5	4
M25EA	30,5	4	4	M25CV	23,5	5
M25CV	34,5	4	5	M25	24,5	5
M25	35,1	4	4	M25EA	26,8	4
M30CV	62,7	4	4	M30CV	48,5	3
M50EA	64,3	1	2	M50CVEA	49,0	2
M75FSEA	64,6	2	3	M50EA	49,5	2
M50CVEA	65,4	2	3	M50CV	53,0	2
M50	67,5	1-2	1	M50	55,5	1
M50CV	75,1	2	4	M75FSEA	67,0	1
M75	82,5	1	1	M75EA	68,5	1
M75EA	87,7	1	1	M75	75,0	1
M75FS	107,4	1	1	M75FS	85,5	-
M100FS	119,5	1	1	M100FS	109,0	1
M120FS	136,2	1	1	M120FS	127,5	-

TABLEAU X

Profondeur moyenne carbonatée après différentes durées d'exposition à $[CO_2] = 50 \pm 5 \%$ et à $HR = 65 \pm 5 \%$ (essai accéléré) et constante k, pour les différents bétons testés (éprouvettes prismatiques $70 \times 70 \times 280$ mm et préconditionnement n° 1)

Béton	$R_{moy.28}$ (MPa)	Profondeur moyenne carbonatée (mm)						k (mm.j ^{-0,5})
		4 jours	7 jours	14 jours	21 jours	28 jours	60 jours	
M25CVEA	20,5	-	5,5	7,5	-	10,6	-	2,0
M25CV	23,5	8,1	11,1	19,5	24,9	≥ 35	-	5,6
M25	24,5	10,3	10,7	21,9	≥ 35	-	-	6,0
M25EA	26,8	3,9	5,7	7,9	9,8	12,5	-	2,2
M30CV	48,5	2,7	3,3	3,5	-	5,9	-	1,1
M50CVEA	49	0	0,25	0,75	1,7	2,2	-	0,3
M50EA	49,5	-	-	0,7	1,7	2,2	-	0,3
M50CV	53	0,5	0,5	0,75	-	1,75	-	0,3
M50	55,5	0	0	0	0	0	-	-
M75FSEA	67	0	0	0	0	0	0	-
M75EA	68,5	0	0	0	0	0	0	-
M75	75	0	0	0	0	0	0	-
M75FS	85,5	-	-	-	-	-	-	-
M100FS	109	0	0	0	0	0	0	-
M120FS	127,5	-	-	-	-	-	-	-

Avec le préconditionnement n° 2, les valeurs de k sont respectivement 8,0, 5,3 et 2,2 mm.j^{-0,5} pour les bétons M25, M30CV et M50.



■ Fig. 20

Essai accéléré sur éprouvettes prismatiques $70 \times 70 \times 280$ mm mené en laboratoire. Évolution de la profondeur moyenne carbonatée en fonction du temps d'exposition au CO_2 (cinétique de carbonatation et droite de tendance correspondante), après 28 jours de cure humide et préconditionnement selon le protocole n° 1.

ment petite pour ne pas être limitée par la dimension des prismes. Les échantillons de béton M25 et M25CV subissent quant à eux des effets de bord.

Pour ces essais de carbonatation accélérée, la constante k obtenue par régression linéaire est reportée dans le tableau X. À l'aide des valeurs de la constante k (exprimées en $\text{mm} \cdot \text{j}^{-0,5}$) et de la figure 20, il est possible d'identifier quatre classes de courbes aux cinétiques de carbonatation très différentes :

- classe 2 : $k \approx 0,3$;
- classe 3 : $k \approx 1$;
- classe 4 : $k \approx 2$;
- classe 5 : $k \approx 6$.

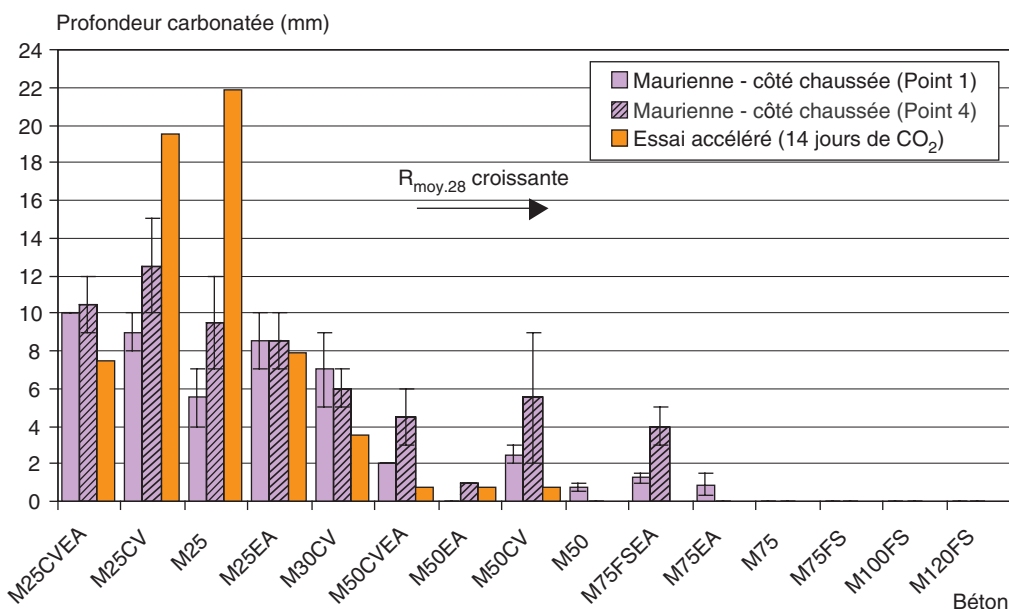
Une autre classe (non visible sur la figure 20) peut être considérée :

- classe 1 : absence de carbonatation.

Les BHP et le béton M50, sur lesquels aucune carbonatation n'a été enregistrée aux échéances considérées, entrent dans cette classe 1. Le classement des différents bétons établi sur la base de ce système (cf. tableau X) est récapitulé dans le tableau IX. Il est possible de comparer ce classement avec celui relatif à la résistance moyenne à la compression à 28 jours ($R_{\text{moy},28}$). On constate que les classes relatives à la résistance à la carbonatation respectent le classement des bétons en fonction de la résistance mécanique, à l'exception du M25CVEA qui présente une meilleure résistance à la carbonatation en laboratoire que ne le laissait présager sa résistance mécanique (cf. tableau IX).

■ **Comparaison des profondeurs carbonatées mesurées sur site et en laboratoire.** La figure 21 compare les valeurs moyennes issues des essais accélérés, menés sur les prismes $70 \times 70 \times 280$ mm (préconditionnement n° 1), après 14 jours d'exposition à $[\text{CO}_2] = 50 \pm 5 \%$, avec les résultats obtenus sur le site de Maurienne (côté chaussée) par carbonatation naturelle (où l'on suppose que $[\text{CO}_2] \approx 0,05 \%$, selon les valeurs couramment admises) lors des mesures aux points 1 et 4 (valeurs moyennes assorties de barres d'erreur), pour les quinze formules de béton.

On constate que la profondeur carbonatée déterminée à partir de l'essai accéléré est supérieure à celle obtenue *in situ* (carbonatation naturelle) uniquement pour deux bétons. Il s'agit des bétons M25CV (profondeur multipliée par 2 en laboratoire) et M25 (profondeur multipliée par 3 en laboratoire),

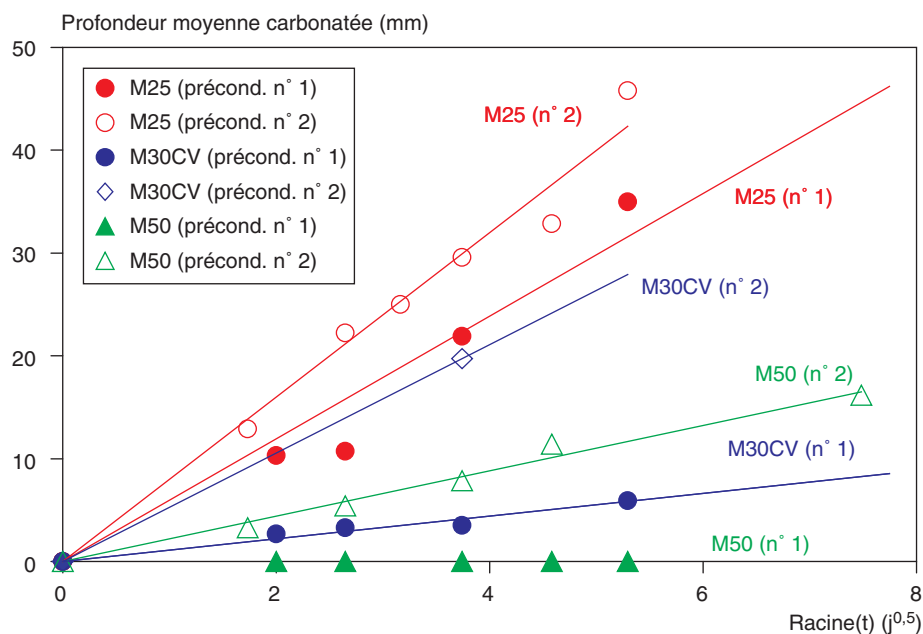


■ Fig. 21

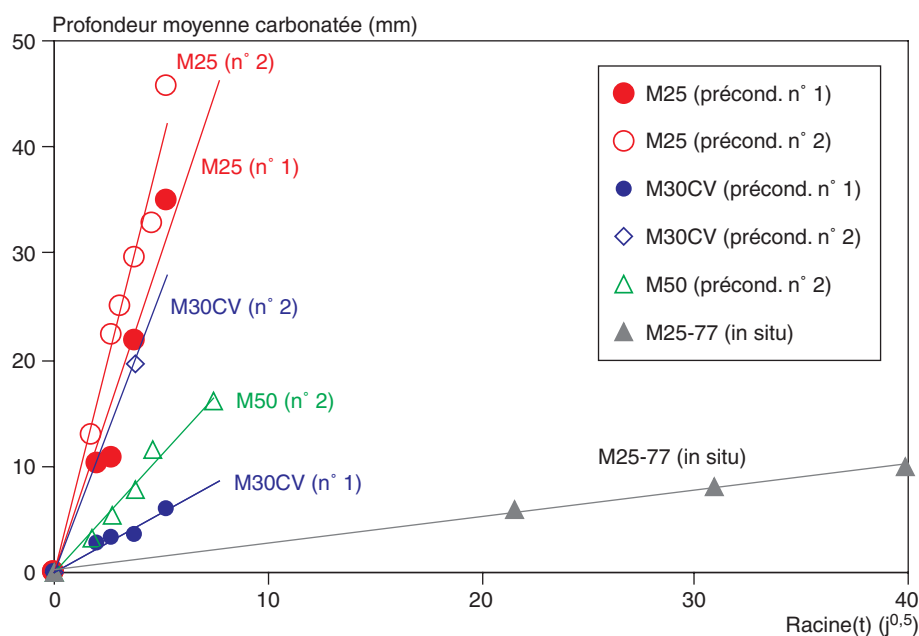
Comparaison des profondeurs carbonatées mesurées sur les carottes issues des corps d'épreuve du site de Maurienne (côté chaussée) aux points 1 et 4 (valeurs moyennes assorties de barres d'erreur), et sur éprouvettes prismatiques $70 \times 70 \times 280$ mm (valeurs moyennes) après 28 jours de cure humide et essai accéléré en laboratoire (préconditionnement selon le protocole n° 1 et 14 jours d'exposition au CO₂).

dont les éprouvettes prismatiques de laboratoire subissent des effets de bord (cf. § « Profondeur carbonatée mesurée lors des essais accélérés réalisés sur éprouvettes conservées en laboratoire »). Pour les autres bétons, les valeurs obtenues en laboratoire sont du même ordre (M25EA et M50EA) ou inférieures (M25CVEA, M30CV, M50CVEA, M50CV, M50, M75FSEA et M75EA) aux valeurs mesurées sur site, aux échéances considérées. Cet effet est encore plus marqué si l'on considère les résultats obtenus côté talus (où les profondeurs carbonatées sont systématiquement plus élevées) au lieu du côté chaussée. Ces résultats mettent encore une fois en évidence l'importance de l'état hydrique du matériau et celle de la microstructure (en particulier la structure poreuse) de la zone superficielle dans le processus de carbonatation.

Une première explication à ces constatations réside dans la différence d'état hydrique. En effet, dans le cas général, un béton donné n'est pas dans le même état hydrique au cours de l'essai accéléré et *in situ*. De même, pour des conditions de cure identiques, l'état hydrique des éprouvettes destinées à l'essai accéléré dépend du préconditionnement appliqué. Ce dernier point est illustré sur la figure 22a où sont comparées les cinétiques de carbonatation obtenues sur des formules de béton identiques, mais en appliquant un préconditionnement différent lors de l'essai accéléré. Avec le préconditionnement n° 2 (cf. § « Essais de carbonatation accélérée »), la profondeur carbonatée est systématiquement plus grande, malgré une cure humide plus longue (et donc une compacité plus grande de la microstructure) des éprouvettes. Excepté pour les bétons les plus poreux (M25), on observe une grande différence sur les résultats de l'essai accéléré, selon le protocole de préconditionnement. Au cours du préconditionnement n° 1 (cf. § « Essais de carbonatation accélérée »), l'étuvage à $T = 40 \pm 5$ °C pendant 48 heures ne sèche l'éprouvette que de façon superficielle pour la plupart des bétons. Lorsque cette dernière est soumise à $HR = 65 \pm 5$ %, un transfert d'eau peut se produire. Le séjour à $HR = 65 \pm 5$ %, avant exposition au CO₂, est trop court pour que tout le volume de l'éprouvette atteigne l'équilibre hydrique avec l'environnement. Ainsi, lors de l'exposition au CO₂ dans l'enceinte de carbonatation accélérée, l'humidité résiduelle, de même que le transfert d'humidité (sortant), vont gêner la progression du CO₂. Une libération d'eau chimiquement liée en zone superficielle, au cours du processus de carbonatation lui-même (voir par exemple [24] ou [5]), va aggraver ce phénomène et limiter encore la progression du CO₂ vers le cœur, et donc ralentir la carbonatation. Le préconditionnement n° 2, assurant un meilleur séchage préalable des éprouvettes (cf. § « Essais de carbonatation accélérée ») et, donc, une pénétration ultérieure facilitée du gaz CO₂, entraîne une carbonatation accrue. En particulier, une carbonatation effective est enregistrée sur des bétons où



a) Essais accélérés sur éprouvettes en laboratoire, après cure humide et préconditionnement. Comparaison de deux protocoles de préconditionnement.



b) Comparaison des résultats des essais accélérés et des résultats obtenus in situ sur le corps d'épreuve M25-77 du site de Melun.

Fig. 22

Évolution de la profondeur moyenne carbonatée dans les bétons M25, M30CV et M50, en fonction du temps d'exposition au CO_2 (cinétique de carbonatation et droite de tendance correspondante).

aucune carbonatation n'était détectable avec le préconditionnement n° 1 (M50). Un préconditionnement tel que le n° 2 est donc susceptible d'assurer une meilleure (en tout cas plus rapide) discrimination des bétons ducs et de donner des résultats plus conformes aux constatations faites *in situ*.

Une seconde explication aux constatations faites lors de la comparaison entre carbonatation naturelle et carbonatation accélérée réside dans la différence entre les microstructures. En effet, la microstructure de la « peau » des bétons est différente pour les corps d'épreuve n'ayant pas subi de cure et pour

les éprouvettes conservées à HR = 100 % utilisées pour les essais accélérés. Cette différence est particulièrement marquée pour les formules avec cendres volantes, car l'absence de cure est très préjudiciable pour ces bétons, comme expliqué précédemment. À titre d'illustration, des mesures par intrusion de mercure ont montré un réseau poreux plus connecté ou un volume poreux plus important en « peau » qu'à cœur et par rapport aux éprouvettes conservées à HR = 100 %, pour les bétons M30CV (43 % de cendres volantes) et M50CV (25 % de cendres volantes) des différents sites. Cela contribue à expliquer les plus grandes profondeurs carbonatées mesurées *in situ*, par rapport aux résultats de l'essai accéléré. Par ailleurs, la dessiccation précoce peut également avoir généré une microfissuration superficielle, susceptible de favoriser, au moins localement, la carbonatation naturelle dans les bétons les moins poreux [6, 31]. Un autre aspect est également à prendre en considération : le processus de carbonatation et ses conséquences sur la microstructure ne sont pas identiques en conditions accélérées (très forte teneur en CO₂) et en conditions naturelles (voir également § « Profils de teneurs en Ca(OH)₂ résiduelle et en CO₂ de carbonatation », p. 78). En particulier, en conditions accélérées, la structure des C-S-H est modifiée (moindre polymérisation, par rapport aux conditions naturelles) et une part non négligeable des C-S-H est transformée en gel de silice (selon les observations par RMN et par microscopie électronique à balayage de Groves et al. [32]).

In situ, la relation $P_{\text{carbo.}} = k \cdot t^{1/2}$ n'est vérifiable que pour quelques bétons tels que le M25 ($k \approx 0,25 \text{ mm.j}^{-0,5}$ à Melun, Fig. 22b). Dans ce cas, la constante k relative à la carbonatation naturelle est 24 fois (respectivement 32 fois) plus petite que celle obtenue en conditions accélérées avec le préconditionnement n° 1 (respectivement n° 2) (cf. tableau X). Dans les autres cas, ou bien la carbonatation reste trop faible, ou bien la profondeur reste stationnaire, aux échéances considérées. Dans le cas du M25, si la relation actuellement valable continue à se vérifier au cours du temps, les armatures situées à 30 mm devraient être atteintes à l'échéance de quarante ans.

En ce qui concerne le classement des bétons en fonction de leur résistance à la carbonatation, on remarque que l'on obtient un classement similaire sur la base des mesures *in situ* (points 1 et 4, sur le site de Maurienne) et sur la base des résultats de l'essai accéléré (préconditionnement n° 1, après cure humide en laboratoire), uniquement si l'on excepte les formules avec cendres volantes pour lesquelles les différences de cure sont déterminantes (cf. tableau IX). L'étude expérimentale menée par Sanjuan et al. [33] a également conduit à la conclusion que la relation entre carbonatation accélérée et carbonatation naturelle était dépendante de la qualité du béton et du type d'additions utilisées et que le classement n'était pas identique en conditions accélérées et en conditions naturelles. Les conclusions de Ho & Lewis [34], selon lesquelles une semaine à 4 % de CO₂ (conditions accélérées) est équivalente à un an en conditions naturelles, semblent donc difficilement généralisables ou extrapolables.

Ces différents résultats (meilleure efficacité du protocole de préconditionnement n° 2, classements différents en laboratoire et sur site, valeurs sur site supérieures aux résultats de l'essai accéléré pour de nombreux bétons dès l'âge de un an, etc.) laissent penser que le protocole de préconditionnement n° 1 (recommandé par l'AFPC-AFREM) n'est sans doute pas optimisé. Excepté pour les bétons les plus poreux, ce protocole de préconditionnement n° 1 ne conduira pas aux conditions les plus favorables pour le processus de carbonatation. En outre, les résultats qu'il fournit ne vont pas dans le sens de la sécurité. Il n'est donc pas possible d'utiliser l'essai de carbonatation accélérée (et son préconditionnement), tels qu'ils sont décrits dans les recommandations AFPC-AFREM [15], à des fins d'évaluation de la résistance à la carbonatation et encore moins de prédiction de la durabilité *in situ* (à long terme). Les modifications microstructurales induites par l'exposition à une très forte teneur en CO₂ ne doivent en particulier pas être négligées. À titre d'information, la plupart des modes opératoires européens ne préconisent que rarement une teneur en CO₂ supérieure à 5 %. On notera toutefois que, dans l'approche performantielle et prédictive de la durabilité, telle que décrite dans la référence [5], les données issues de l'essai accéléré (sous réserve que son mode opératoire soit amélioré) ont une fonction bien précise. Par ailleurs, on retiendra qu'une durée de 14 jours pour l'essai accéléré, dans les conditions où il a été pratiqué ici (teneur en CO₂, dimensions des éprouvettes, etc., avec le préconditionnement n° 1), semble un choix pertinent pour comparer et classer des bétons sur la base de $P_{\text{carbo.}}$ et/ou de la constante k (cf. tableau X et Fig. 20) et pour permettre une comparaison avec des résultats *in situ*, sur une gamme aussi large que celle testée ici, allant du B20 au B120 (sachant que $P_{\text{carbo.}} = 0$ pour les BHP, même si l'on prolonge la durée de l'essai accéléré jusqu'à 60 jours). On peut penser cependant pouvoir réduire légèrement cette durée avec un protocole d'essai accéléré plus performant.

■ **Profils de teneurs en Ca(OH)₂ résiduelle et en CO₂ de carbonatation.** Les profils de teneurs en portlandite Ca(OH)₂ résiduelle et en CO₂ de carbonatation obtenus par ATG sur des carottes prélevées sur les corps d'épreuve M25-77 et M30CV-77 du site de Melun au point 4 sont donnés sur la figure 23. Les profondeurs carbonatées mesurées par phénolphthaléine sur ces carottes sont égale-

ment reportées sur le graphique. Les résultats relatifs à M25-77 sont normalisés par rapport à la teneur en CO_2 des granulats mesurée dans la tranche de profondeur 11-15 mm. Ceux relatifs à M30CV-77 sont normalisés par rapport à la teneur en CO_2 des granulats mesurée à cœur (> 15 mm). On notera que les valeurs « absolues » de teneur en CO_2 de carbonatation sont moins fiables que celles de teneur en Ca(OH)_2 , du fait que les granulats sont calcaires. Néanmoins, les valeurs relatives restent tout à fait valables et le profil « réel » ne serait que translaté par rapport au profil expérimental montré ici.

Sur la carotte issue de M25-77 (cf. Fig. 23), on constate que la portlandite est absente, car complètement carbonatée, jusqu'à une profondeur de 6 mm au minimum. La teneur en portlandite augmente ensuite en fonction de la profondeur dans la zone analysée, jusqu'à atteindre 2,8 % dans la zone où la carbonatation est négligeable (0,24 % pour la teneur en CO_2). Les mêmes conclusions peuvent être tirées à partir de l'examen du profil de teneur en CO_2 de carbonatation.

Les résultats obtenus sur la carotte issue de M25-77 ont été comparés à ceux obtenus sur éprouvette après 14 jours d'essai accéléré (protocole de préconditionnement n° 2 après un séjour de 90 jours dans l'eau). On notera que l'éprouvette était probablement presque complètement hydratée avant la carbonatation. La figure 24 montre que la teneur en Ca(OH)_2 mesurée à une profondeur d'environ 15 mm sur la carotte issue de M25-77 est inférieure à la teneur en Ca(OH)_2 résiduelle à cœur dans l'éprouvette de M25. Cela indique pour la carotte issue de M25-77 :

- soit que la carbonatation n'est en réalité pas négligeable à la profondeur de 15 mm, et donc que la teneur en CO_2 (apparaissant dans la figure 23) est nettement sous-estimée ;
- soit que la carbonatation est en effet négligeable à la profondeur de 15 mm, mais que la faible teneur en Ca(OH)_2 enregistrée *in situ* par rapport à la réserve à cœur de l'éprouvette de laboratoire résulte d'un plus faible degré d'hydratation *in situ* à cette profondeur (dessiccation précoce dans la zone superficielle due à l'absence de cure).

Une investigation plus en profondeur de la carotte aurait peut-être permis de confirmer l'une ou l'autre de ces hypothèses. Quoi qu'il en soit, ces deux explications contribuent sans doute à l'effet observé. De plus, il ne faut pas oublier les incertitudes et les imprécisions inhérentes aux mesures par ATG (échantillon peu représentatif, broyage, etc.). Le second argument est en tout cas confirmé par la consommation totale de la portlandite en zone superficielle *in situ*. Il semblerait que cette absence de portlandite résiduelle soit caractéristique de matériaux très poreux en conditions *in situ* (ici M25 et M30CV, par exemple). On n'obtient en effet pas ce type de résultat *in situ* sur des BHP. Ainsi, une teneur résiduelle de 1,25 % a été mesurée sur le B60FS du tablier du Pont de l'Ile-de-Ré âgé de 14 ans (moyenne enregistrée entre 0 et 5 mm) [6]. On n'obtient pas non plus ce type de résultat (aux imprécisions de mesure près) en laboratoire sur l'éprouvette de M25 après conservation dans l'eau et carbonatation accélérée. Ainsi, une teneur résiduelle en Ca(OH)_2 moyenne de 1,4 % a été mesurée sur le M25 en laboratoire, entre la surface et 30 mm de profondeur (cf. Fig. 24). Ce dernier résultat est cohérent avec les études relatives à la carbonatation de pâtes de ciment ou de C_3S hydratées menées en laboratoire par Groves et al. [35], Rafai et al. [36,37] ou Thiery et al. [38]. Ces auteurs constatent en effet qu'il reste de la portlandite dans la zone carbonatée, en deçà du « front » détecté par phénolphthaléine. Les auteurs expliquent ce phénomène par la réduction de l'accessibilité des cristaux de Ca(OH)_2 induite par leur recouvrement d'une gangue de CaCO_3 de plus en plus épaisse au fur et à mesure de l'avancement du processus de carbonatation, et conduisant à une carbonatation seulement superficielle (c'est-à-dire partielle) de Ca(OH)_2 . La prise en compte d'une limitation de la cinétique de dissolution de Ca(OH)_2 au cours du processus, dans la modélisation de la carbonatation accélérée, semble confirmer cette hypothèse [38,39]. Groves et al. [32] constatent de plus que cette limitation de la carbonatation de Ca(OH)_2 ne se produit pas en conditions naturelles, en accord là aussi avec les résultats expérimentaux présentés dans cet article.

Sur la carotte issue de M30CV-77, on observe que la carbonatation de la portlandite est totale jusqu'à une profondeur de 5 mm au minimum (cf. Fig. 23). Le profil de teneur en CO_2 est décroissant : la teneur en CO_2 de carbonatation passe de 2,20 % en zone superficielle à 0,20 % à cœur, indiquant une carbonatation négligeable à cœur. La teneur en portlandite, quant à elle, augmente avec la profondeur jusqu'à une profondeur de 10 mm : elle passe de 0 à 1,59 %. Elle décroît ensuite pour atteindre la valeur de 0,74 % à cœur, alors que la carbonatation diminue. L'allure particulière du profil de teneur en Ca(OH)_2 , en tenant toutefois compte ici aussi des incertitudes et des imprécisions de mesure, peut s'expliquer par une consommation des cendres volantes et de la portlandite, par réaction pouzzolanique, d'autant plus importante que la profondeur est grande, c'est-à-dire d'autant plus que l'influence de la dessiccation superficielle (absence de cure) est réduite et tardive. En effet, la réaction pouzzolanique entre les cendres volantes et la portlandite requiert la présence d'eau. De

plus, cette réaction est nettement plus lente que les réactions d'hydratation. Donc, dans la zone où une quantité homogène de portlandite en fonction de la profondeur est initialement présente (zone interne), du fait d'une faible carbonatation et d'un processus d'hydratation non gêné par une dessiccation précoce, au cours du temps, le degré d'avancement de la réaction pouzzolanique va décroître quand la profondeur décroît. Cela résulte de la gêne causée à la réaction pouzzolanique, dès son démarrage, par la dessiccation superficielle, et ce conformément au profil hydrique régnant à l'échance considérée. Le profil de degré d'avancement de la réaction pouzzolanique va en effet avoir la même allure que le profil hydrique. La teneur en portlandite résiduelle (c'est-à-dire non consommée par réaction pouzzolanique) va donc décroître lorsque la profondeur augmente dans la zone interne où la carbonatation est faible (entre 10 et 20 mm), expliquant le profil obtenu par ATG. Le profil de taux de saturation obtenu au point 4 sur une carotte du corps d'éprouve M30CV-77 (cf. Fig. 12c) confirme que le séchage a atteint cette profondeur.

Fig. 23
Profils de teneurs en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ résiduelle et en CO_2 de carbonatation obtenus par ATG sur des carottes prélevées dans les corps d'éprouve du site de Melun (bétons M25 et M30CV) à l'âge de quatre ans (point 4).

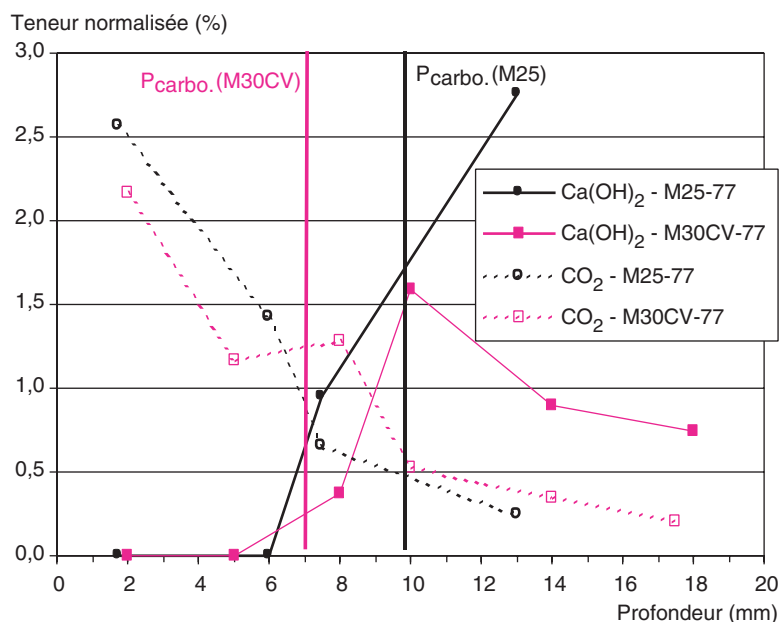
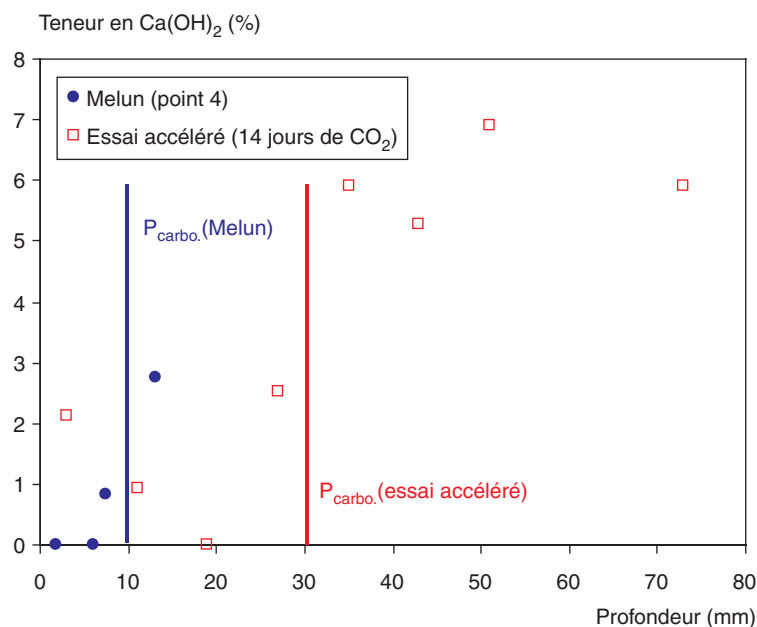


Fig. 24
Comparaison des profils de teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ résiduelle dans le béton M25, obtenus par ATG, sur carotte prélevée dans le corps d'éprouve du site de Melun à l'âge de quatre ans (point 4), et sur éprouvette après 90 jours de cure dans l'eau et essai accéléré en laboratoire (préconditionnement selon le protocole n° 2 et 14 jours d'exposition au CO_2).



Les profils de teneur en CO_2 de carbonatation sont globalement similaires sur M25-77 et M30CV-77. Il en est de même pour les profils de teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ jusqu'à une profondeur de 10 mm environ. On remarquera toutefois que les « fronts » mesurés par phénolphthaléine ne sont pas positionnés sur la même zone du profil pour ces deux carottes. Ils correspondent à une teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (respectivement en CO_2) d'environ 1,80 % (respectivement 0,50 %) pour M25-77 ($P_{\text{carbo.}} = 10$ mm), et à une teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (respectivement en CO_2) d'environ 0,25 % (respectivement 1,25 %) pour M30CV-77 ($P_{\text{carbo.}} = 7$ mm). Outre les incertitudes et les imprécisions de mesure, ce résultat peut s'expliquer par le fait que le pH (indiqué par phénolphthaléine) est déterminé par la concentration en ions alcalins dans la solution interstitielle. Or, comme évoqué précédemment, les cendres volantes sont une source d'alcalins plus importante que le ciment. Donc, à teneur équivalente en $\text{Ca}(\text{OH})_2$, le pH des bétons avec cendres peut être plus élevé (si toutefois les autres composants « acides » ont réagi). Cela signifie que l'on devrait détecter par phénolphthaléine dans ces bétons un $\text{pH} \geq 9$ et donc le « front » à une teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ inférieure à celle qui serait mesurée dans un béton équivalent sans cendres volantes, tous paramètres étant égaux par ailleurs, conformément à ce qui est effectivement mesuré. Toutefois, les mesures par phénolphthaléine sont cohérentes avec la teneur en CO_2 de carbonatation plus élevée enregistrée par ATG dans le M25 en zone superficielle et avec les caractéristiques microstructurales respectives des deux bétons, qui toutes suggèrent une carbonatation plus élevée pour le M25. Quoi qu'il en soit, la comparaison entre profil, déterminé par ATG, et « front », déterminé par indicateur pH-métrique, illustre bien que la traduction du « front » en terme de teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ peut varier d'un matériau à un autre.

Profils de concentration en chlorures, profondeur de pénétration et coefficient de diffusion des chlorures

Mesures sur prélèvements issus des corps d'épreuve

Des prélèvements destinés à la détermination des profils de concentration en chlorures totaux (sous forme de poudre [15]) ont été effectués aux points 2 et 4 sur les sites de La Rochelle et de Maurienne, et aux points 1, 3 et 4 sur le site du Canada (cf. tableau VI). Le dosage des chlorures totaux a été réalisé par potentiométrie selon le mode opératoire décrit dans la référence [40].

Mesures sur éprouvettes conservées en laboratoire

Des essais de diffusion (en conditions saturées) en régime non stationnaire ont été réalisés en laboratoire sur des éprouvettes de diamètre 110 mm et de hauteur 100 mm sciées à partir de cylindres de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm conservés dans l'eau, à l'âge de 90 jours pour les bétons M50 et M100FS et à l'âge de huit mois pour le béton M25. Ces essais consistent à mettre en contact (par une face) les éprouvettes avec une solution de NaCl.

Avant saturation en eau sous vide, les éprouvettes ont été recouvertes de résine (à l'exception de la face destinée à être mise en contact avec la solution de NaCl), afin de les protéger des échanges d'humidité avec le milieu environnant pendant toute la durée de l'essai. Les éprouvettes ont ensuite été installées dans un bain contenant une solution de NaCl dosée à 30 g.L^{-1} . La solution a été régulièrement renouvelée, afin d'assurer une teneur en NaCl constante au contact du béton pendant toute la durée de l'essai. Après 56 jours de contact avec la solution de NaCl, des prélèvements de béton ont été effectués par grignotage à partir de la surface de contact, afin de déterminer les profils de concentration en chlorures totaux. L'extraction et le dosage des chlorures ont été effectués selon le mode opératoire AFPC-AFREM [41].

Résultats expérimentaux

■ **Profils et profondeurs de pénétration des chlorures obtenus sur les corps d'épreuve.** Les concentrations en chlorures totaux mesurées sur les prélèvements issus des corps d'épreuve du site de La Rochelle, aux points 2 et 4, sont présentées dans le tableau XI. Les concentrations sont exprimées en gramme pour 100 g d'échantillon de béton sec. Les profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les prélèvements issus des corps d'épreuve du site de La Rochelle, aux points 2 et 4, sont présentés sur les figures 25 et 26, respectivement. Un seul profil par formule est présenté, les profils obtenus sur les différents corps d'épreuve d'une même formule (M75 ou M100FS) étant très semblables (Fig. 27).

TABLEAU XI

Concentrations en chlorures totaux mesurées sur prélèvements issus des corps d'épreuve du site de La Rochelle

Échéance →	Concentration en chlorures totaux (g/100 g d'échantillon de béton sec)											
	Point 2	Point 4	Point 2	Point 4	Point 2	Point 4	Point 2	Point 4	Point 2	Point 4	Point 2	Point 4
	0-5 mm		5-10 mm		10-15 mm		15-20 mm		20-25 mm		25-30 mm	
Carotte												
M25-17	0,14	0,12	0,15	0,22	0,14	0,27	0,13	0,22	0,11	0,23	0,11	0,16
M25CV-17	0,21	0,11	0,31	0,17	0,24	0,32	0,17	0,23	0,15	0,24	0,08	0,19
M30CV-17	0,17	0,12	0,25	0,25	0,17	0,26	0,09	0,19	0,03	0,13	0,02	0,07
M50-17	0,14	0,25	0,13	0,23	0,07	0,16	0,04	0,11	0,02	0,09	0,01	0,06
M50CV-17	0,22	0,20	0,11	0,22	0,05	0,15	0,02	0,09	< 0,01	0,03	-	< 0,01
M75-17	0,30	0,58	0,11	0,36	0,03	0,21	0,05	0,12	0,01	0,05	-	0,01
M75-17-E15	0,40	0,54	0,16	0,39	0,06	0,21	0,01	0,15	< 0,01	0,08	-	< 0,01
M75-17-E30	0,32	0,57	0,19	0,51	0,09	0,32	0,02	0,21	< 0,01	0,14	-	0,05
M75FS-17	0,30	0,51	0,12	0,36	0,03	0,17	< 0,01	0,07	< 0,01	< 0,01	-	< 0,01
M100FS-17	0,16	0,57	0,04	0,30	0,01	0,14	< 0,01	0,04	-	0,01	-	< 0,01
M100FS-17-E15	0,20	0,29	0,04	0,16	0,01	0,06	0,01	< 0,01	< 0,01	0,01	-	0,01
M100FS-17-E30	0,18	0,34	0,03	0,26	< 0,01	0,09	< 0,01	0,02	-	0,01	-	< 0,01
M120FS-17	0,11	0,20	0,02	0,06	0,01	0,01	< 0,01	< 0,01	-	< 0,01	-	-

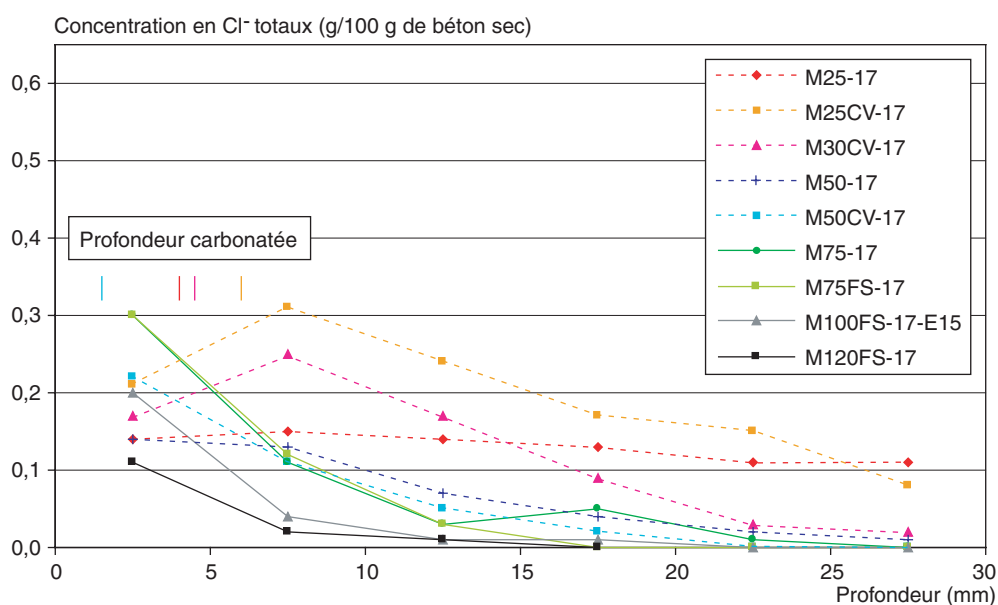
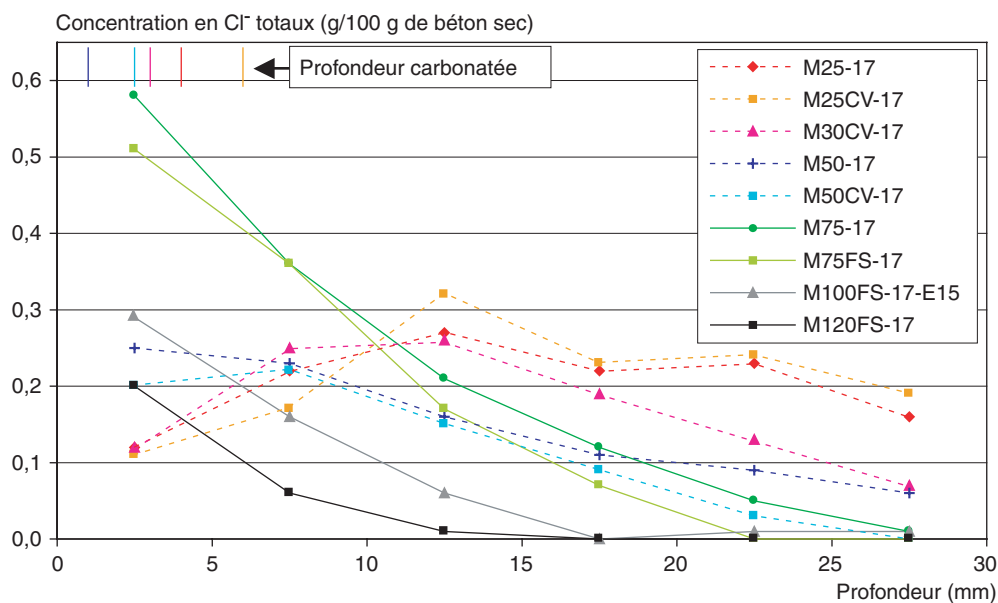


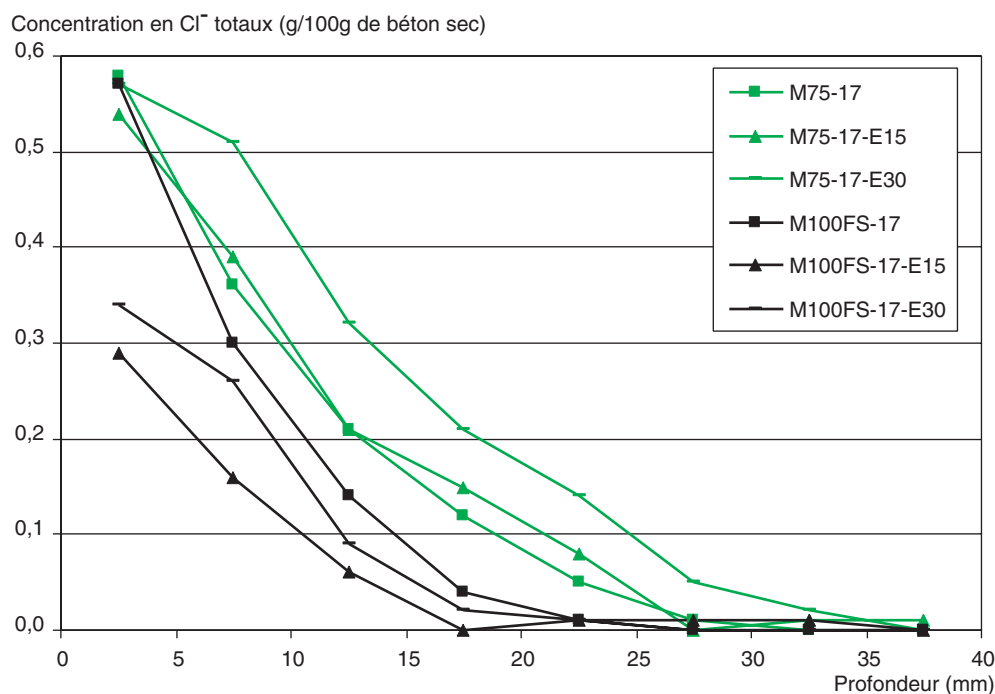
Fig. 25

Profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les prélèvements issus des corps d'épreuve du site de La Rochelle à l'âge de deux ans (point 2). La profondeur carbonatée mesurée par phénolphthaléine est également indiquée sur les profils. Ne sont reportés sur ce graphique que les résultats obtenus sur un seul corps d'épreuve par formule.



■ Fig. 26

Profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les prélèvements issus des corps d'épreuve du site de La Rochelle à l'âge de quatre ans (point 4). La profondeur carbonatée mesurée par phénolphtaléine est également indiquée sur les profils. Ne sont reportés sur ce graphique que les résultats obtenus sur un seul corps d'épreuve par formule.



■ Fig. 27

Comparaison des profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les différents corps d'épreuve d'une même formule du site de La Rochelle à l'âge de quatre ans (point 4).

Les résultats, en accord avec les résistances mécaniques *in situ* des bétons, peuvent être synthétisés de la façon suivante :

➤ Tous les bétons à hautes performances présentent un profil monotone décroissant (du type « diffusion pure »), indiquant que la zone d'influence des cycles d'humidification-séchage a une très faible épaisseur (< 5 mm) dans ces bétons et que, par conséquent, cette influence n'est pas détectée sur les profils expérimentaux de concentration en chlorures. Dans ces matériaux, le séchage ne concerne en effet qu'une très faible épaisseur, vu la faible porosité et la finesse de leur réseau poreux (cf. Fig. 12, 13 et 14). Il en résulte une accumulation des chlorures en zone superficielle (au niveau du « front » de séchage), ces ions pouvant difficilement migrer vers l'intérieur car la diffusion est très lente (du fait de la finesse du réseau poreux et de l'autodessiccation déconnectant la phase liquide) et car leur progression est interrompue par les phases de séchage. Ce phénomène d'accumulation en zone superficielle s'accroît avec le temps (à chaque afflux de sels), comme le montrent la forte concentration en chlorures enregistrée dans cette zone et son augmentation entre les points 2 et 4 (cf. Fig. 25 et 26). On notera que l'augmentation de la concentration en chlorures en surface a également été reportée dans la littérature (voir par exemple [42] ou [43]). Cependant, la pénétration des chlorures reste très limitée dans ces bétons ;

➤ Les profils des bétons M30CV, M25CV et M25 sont nettement plus étalés et présentent un maximum situé à une profondeur de 5-10 mm au point 2 (sauf pour le M25), puis de 10-15 mm au point 4, témoignant de l'influence des cycles d'humidification-séchage jusqu'à cette profondeur. 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, 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 (au-delà de ce « front », le taux de saturation est en effet uniforme et le potentiel capillaire est donc nul). Dans la zone saturée en permanence, les chlorures migrent par diffusion. L'absorption capillaire permet une pénétration des chlorures beaucoup plus rapide et nettement plus importante que dans le cas d'une diffusion [5, 44, 45]. On obtient donc une allure de profil du type « diffusion pure » dans la zone saturée en permanence (non affectée par les cycles d'humidification-séchage), ainsi qu'une accumulation de chlorures à la profondeur maximum où ces derniers peuvent pénétrer par absorption capillaire. On enregistre effectivement une diminution des teneurs en chlorures de part et d'autre du « front », d'où l'apparition d'un maximum sur les profils. Les ions ne peuvent en effet migrer par diffusion que plus lentement vers l'intérieur, ou vers l'extérieur lors des phases de submersion des corps d'épreuve. De plus, ils ne peuvent migrer que difficilement vers l'extérieur lors des phases de séchage, car ces dernières induisent très rapidement une déconnexion de la phase liquide (diminution importante du taux de saturation et transfert hydrique sous forme vapeur non négligeable) dans ces matériaux très poreux. Au-delà du « pic », la concentration en chlorures est nettement plus faible aux points 2 et 4 dans le M30CV, du fait que ce béton possède un réseau poreux plus faiblement connecté (en zone interne) que celui des bétons du type M25. Cela est en accord avec les valeurs de coefficient de diffusion calculés (cf. § « Coefficients de diffusion apparents des chlorures »). L'avancement du « pic » (entre les points 2 et 4) peut s'expliquer notamment par l'avancement du « front » de séchage (naturel) vers le cœur de la structure au cours du temps ;

➤ La série des bétons M50 marque la frontière entre les deux types de comportement précédemment décrits : BHP d'une part, et bétons de la gamme M25-M30 d'autre part (cf. Fig. 25 et 26). On note ainsi l'apparition d'un « pic » pour le M50CV au point 4, alors qu'un profil de type « diffusion pure » avait été obtenu au point 2, indiquant là encore un avancement progressif du « front » de séchage au cours du temps. Cela se justifie par les caractéristiques porales des matériaux. La porosité des bétons M50 a notamment une valeur intermédiaire entre celle des deux catégories de bétons citées précédemment. Les valeurs de porosité (cœur-« peau »), mesurées par intrusion de mercure sur les corps d'épreuve en M25, M50 et M75FS du site de La Rochelle au point 4, sont respectivement 16-12 %, 9-11 % et 5-6,5 %. On notera que le béton M50 présente une porosité, ainsi que des coefficients d'absorption capillaire et de diffusion des chlorures, mesurés en laboratoire, nettement plus élevés que ceux du M50CV (cf. tableau II). Cela est cohérent avec la différence de comportement enregistrée entre ces deux bétons *in situ* (concentration en chlorures plus élevée pour le M50 en zone interne, à une profondeur donnée).

Il est important d'ajouter que l'allure des profils de concentration en chlorures et leur évolution (en particulier celles du « pic ») sont conditionnées par la progression de la carbonatation. En effet, cette dernière modifie les caractéristiques du réseau poreux [24, 28, 46, 47], le taux de saturation local [24, 48] et les interactions chlorures-matrice [28, 49], etc., dans la zone qu'elle affecte.

Les profils de concentration en chlorures obtenus *in situ* semblent être en accord avec le classement des bétons selon la résistance mécanique $R_{\text{moy}28}$, le coefficient d'absorption capillaire C_a et le coefficient de diffusion des chlorures $D_{\text{ns(mig)}}$, mesurés en laboratoire, à l'exception du béton M30CV qui se révèle nettement plus performant en laboratoire (cf. tableau II). Ce dernier point a déjà été constaté et expliqué dans le cas de la profondeur carbonatée (cf. § « Profondeurs et profils de carbonatation »). En examinant la figure 25, on constate que, dans la zone superficielle, la pénétration des chlorures est plus importante quand le matériau contient des cendres volantes (cas des bétons M25CV, M30CV et M50CV) comparativement à un béton de résistance mécanique équivalente exempt d'additions. Les bétons M25CV et M30CV ont un comportement particulièrement mauvais dans cette zone, attribuable à une microstructure moins dense au moment de l'exposition sur site (absence de cure) comparativement à celle obtenue après conservation dans l'eau en laboratoire. Ces résultats sont en accord avec ceux relatifs à la carbonatation *in situ* (cf. P_{carbo} , données sur les figures 25 et 26 et § « Résultats expérimentaux », p. 69) et à la « perméabilité » de surface mesurée sur ces corps d'épreuve [3]. Lorsque les chlorures atteignent une zone plus en profondeur dans les corps d'épreuve, la tendance s'inverse. La concentration en chlorures à une profondeur donnée devient en effet plus faible dans les bétons contenant des cendres. Ce dernier point illustre l'efficacité des formules à forte teneur en 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, conformément aux résultats des essais de pénétration des chlorures menés en laboratoire en conditions saturées sur éprouvettes préalablement conservées dans l'eau (cf. tableau II et [11]). Par ailleurs, au cours du temps, le contact avec l'eau de mer est susceptible de favoriser la densification de la microstructure en zone superficielle (poursuite de l'hydratation et de la réaction pouzzolanique, formation de brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$, etc.). On mesure d'ailleurs une porosité par intrusion de mercure plus faible en « peau » qu'à cœur pour le corps d'épreuve en M25. Donc au total, les cendres volantes n'apparaissent pas préjudiciables vis-à-vis de la résistance à la pénétration des chlorures, y compris en zone de marnage. Un effet bénéfique des cendres volantes en site marin a également été rapporté dans la littérature (voir par exemple [43, 50, 51]). Le lecteur pourra se reporter à la référence [11] pour les explications relatives à cette observation.

Les concentrations en chlorures totaux mesurées sur les corps d'épreuve du site de Maurienne, aux points 2 et 4, sont présentées dans le tableau XII. Les concentrations en chlorures totaux mesurées à l'âge de deux ans (point 2) côté chaussée sont très faibles ($\leq 0,06$ g pour 100 g de béton sec sur les premiers 5 mm, cf. tableau XII). Des concentrations plus importantes ont été enregistrées au point 4, mais les concentrations restent nettement inférieures à celles enregistrées sur le site de La Rochelle. Ces résultats sont cohérents avec la littérature qui montre toujours les zones de marnage comme générant les plus fortes pénétrations de chlorures (voir par exemple [43]). La comparaison des profils obtenus sur les sites de La Rochelle et de Maurienne côté chaussée, au point 4, pour les bétons ordinaires communs aux deux sites, est présentée sur la figure 28. Les profils ont des allures similaires, mais on note des concentrations systématiquement plus faibles et la présence systématique d'un pic en Maurienne. Ces constatations résultent probablement du fait que les chlorures issus des projections de sels de déverglaçage en Maurienne pénètrent dans les corps d'épreuve de façon plus localisée dans le temps (seulement en période hivernale) et dans l'espace. Les corps d'épreuve reçoivent donc une quantité cumulée moyenne de sels plus faible sur la surface du prélèvement et celle-ci va dépendre notamment de la fréquence de salage, du lessivage par les précipitations et du taux de saturation (nettement plus faible en Maurienne qu'à La Rochelle, cf. § « Résultats expérimentaux », p. 64 et Fig. 12). Sur le site de Maurienne, les chlorures ne pénètrent pas dans le béton suivant un « front », comme dans le cas d'un contact liquide uniforme sur toute la surface. En particulier, aux premières échéances de mesure, les prélèvements étaient en moyenne exempts de chlorures, car les ions ayant pénétré localement et sur une faible épaisseur dans le réseau poreux, lors des projections de sels de déverglaçage, avaient tendance à migrer avec la phase liquide vers la surface lors des périodes sèches (évaporation) et à être lessivés par les précipitations à d'autres périodes. Malgré une durée d'exposition faible (par rapport au site de La Rochelle), il peut toutefois exister des concentrations locales fortes (susceptibles de favoriser l'écaillage du parement, cf. § « Dégradations dues au gel et aux projections de sels de déverglaçage (écaillage des parements) »). Les profils obtenus en Maurienne sont en outre très semblables à ceux obtenus par Nilsson et al. [52], après deux hivers sur un site de vieillissement situé à côté de Borås (Suède), dans une configuration similaire. On notera la moindre efficacité des formules avec cendres volantes pour limiter la pénétration des chlorures sur le site Maurienne (par rapport au site de La Rochelle). En effet, les concentrations en chlorures mesurées dans ces bétons restent supérieures à celles correspondant aux formules équivalentes sans cendres jusqu'à une profondeur d'environ 25 mm. Cela résulte notamment du fait que les conditions environnemen-

TABLEAU XII
Concentrations en chlorures totaux mesurées sur prélèvements issus des corps d'épreuve du site de Maurienne
(côté chaussée)

Échéance →	Concentration en chlorures totaux (g/100 g d'échantillon de béton sec)									
	Point 2	Point 4								
Profondeur →	0-5 mm	0-5 mm	5-10 mm	10-15 mm	15-20 mm	20-25 mm	25-30 mm	30-35 mm	35-40 mm	40-45 mm
Carotte										
M25CVA-73	0,03	0,02	0,08	0,13	0,12	0,09	0,06	0,04	0,03	0,02
M25CV-73	0,04	< 0,01	0,03	0,08	0,09	0,07	0,05	0,03	0,03	0,02
M25-73	0,01	< 0,01	0,05	0,06	0,08	0,07	0,05	0,04	0,05	0,04
M25EA-73	0,02	< 0,01	0,02	0,05	0,11	0,10	0,07	0,06	0,05	0,04
M30CV-73	0,02	0,02	0,09	0,14	0,10	0,06	< 0,01	-	-	-
M50-73	0,05	0,05	0,05	0,03	0,02	0,02	< 0,01	-	-	-
M50CV-73	0,08	0,06	0,13	0,10	0,04	0,02	< 0,01	-	-	-

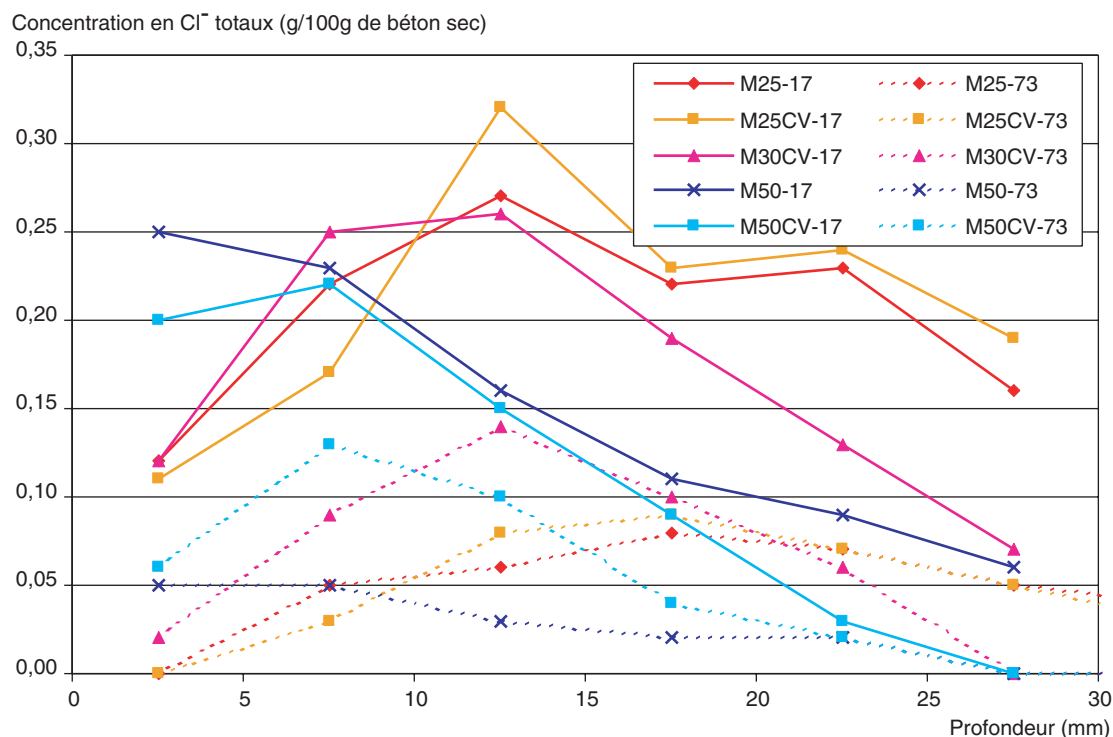


Fig. 28

Comparaison des profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les prélèvements issus des corps d'épreuve des sites de La Rochelle et de Maurienne (côté chaussée), à l'âge de quatre ans (point 4).

tales du site de Maurienne rendent la densification de la microstructure au cours du temps moins facile qu'à La Rochelle. Ce dernier point est illustré par la comparaison des distributions poreuses relatives à ces deux sites (cf. Fig. 14).

Les concentrations en chlorures totaux mesurées au point 1 sur les corps d'épreuve du site du Canada étaient toutes inférieures à 0,005 g pour 100 g de béton sec. Les concentrations mesurées aux

points 3 et 4 figurent dans le tableau XIII ; elles illustrent une faible pénétration. Les concentrations mesurées sur les BHP du site du Canada jusqu'au point 4 restent très faibles.

Il est possible d'établir un classement des formules de béton sur la base des profondeurs de pénétration des chlorures $P_{Cl^- (crit.)}$ mesurées sur sites à une échéance donnée. $P_{Cl^- (crit.)}$ est définie ici comme la profondeur (déterminée à partir des profils) qui correspond à la concentration en chlorures totaux critique vis-à-vis de la corrosion des armatures $c_{crit.}$ [53] (considérée ici comme égale à 0,4 % par rapport à la masse de ciment [49]). Les classes suivantes peuvent alors être adoptées :

- classe 1 : $P_{Cl^- (crit.)} < 15 \text{ mm}$;
- classe 2 : $15 \leq P_{Cl^- (crit.)} \leq 25 \text{ mm}$;
- classe 3 : $25 \leq P_{Cl^- (crit.)} \leq 35 \text{ mm}$;
- classe 4 : $35 \leq P_{Cl^- (crit.)} \leq 45 \text{ mm}$;
- classe 5 : $P_{Cl^- (crit.)} \geq 45 \text{ mm}$.

Les résultats obtenus pour les sites de La Rochelle et de Maurienne au point 4 sont présentés dans le tableau XIV et la figure 29. Lorsque les résultats sont disponibles sur les deux sites pour une même formule, on constate que les profondeurs sont du même ordre, avec toutefois systématiquement : $P_{Cl^- (crit.)} (\text{La Rochelle}) > P_{Cl^- (crit.)} (\text{Maurienne})$, conformément aux conclusions de l'analyse des profils.

Le classement des bétons fondé sur $P_{Cl^- (crit.)}$ a été comparé avec celui fondé sur la profondeur carbonatée $P_{carbo.}$ déterminée par phénolphthaléine (cf. § « Profondeur carbonatée mesurée sur carottes prélevées sur les corps d'épreuve »). Les résultats obtenus sur les sites de La Rochelle et de Maurienne au point 4 sont présentés dans le tableau XIV. Cette comparaison, notamment le fait que sur le site de Maurienne au point 4 les bétons M30CV et M50CV soient situés en classe 2 relativement à $P_{Cl^- (crit.)}$ et en classe 4 relativement à $P_{carbo.}$ confirme qu'*in situ* les cendres volantes ne sont pas préjudiciables vis-à-vis de la résistance à la pénétration des chlorures (cf. Fig. 29 et tableau XIV), alors qu'elles le sont vis-à-vis de la résistance à la carbonatation (cf. Fig. 16 à 18 et tableau XIV), en l'absence de cure. Ces effets respectifs sont également visibles sur le site de La Rochelle, bien que la carbonatation y reste limitée, lorsque l'on compare les profils de concentration en chlorures et les profondeurs carbonatées reportés sur les figures 25 et 26, pour un même corps d'épreuve. Ces observations prolongent en quelque sorte les conclusions de la référence [28].

TABLEAU XIII

Concentrations en chlorures totaux mesurées sur prélèvements issus des corps d'épreuve du site du Canada

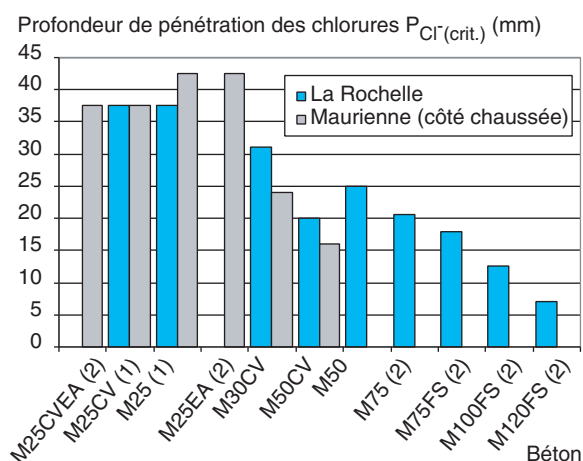
Échéance → Profondeur → Carotte	Concentration en chlorures totaux (g/100 g d'échantillon de béton sec)		
	Point 3	Point 4	
	0-12,7 mm	0-12,7 mm	12,7-25,4 mm
M75-CA-E15 (Est)	0,054	0,084	< 0,005
M75-CA-E15 (Ouest)	0,105	0,125	0,029
M75-CA-E50 (Est)	0,053	0,077	< 0,005
M75-CA-E50 (Ouest)	0,113	0,157	0,044
M75FS-CA-E15 (Est)	0,028	0,052	< 0,005
M75FS-CA-E15 (Ouest)	0,051	0,097	< 0,005
M75FS-CA-E50 (Est)	0,036	0,059	< 0,005
M75FS-CA-E50 (Ouest)	0,06	0,084	< 0,005
M100FS-CA-E15 (Est)	0,031	0,077	< 0,005
M100FS-CA-E15 (Ouest)	0,073	0,081	< 0,005
M100FS-CA-E50 (Est)	0,024	< 0,005	< 0,005
M100FS-CA-E50 (Ouest)	0,066	0,06	< 0,005

TABLEAU XIV

Comparaison des classements *in situ* des bétons établis sur la base de la profondeur de pénétration des chlorures $P_{Cl^{-}(crit.)}$ et de la profondeur carbonatée $P_{carbo.}$, sur les sites de La Rochelle et de Maurienne (côté chaussée) au point 4. Les valeurs de $P_{Cl^{-}(crit.)}$ enregistrées sur les deux sites au point 4 sont également rappelées dans le tableau

Béton	$P_{Cl^{-}(crit.)}$ (mm) La Rochelle	$P_{Cl^{-}(crit.)}$ (mm) Maurienne	Classement <i>in situ</i> $P_{Cl^{-}(crit.)}$ La Rochelle	Classement <i>in situ</i> $P_{carbo.}$ La Rochelle	Classement <i>in situ</i> $P_{Cl^{-}(crit.)}$ Maurienne	Classement <i>in situ</i> $P_{carbo.}$ Maurienne
M25CVEA	-	37,5	-	-	4	5
M25CV	> 37,5	37,5	4	4	4	5
M25	> 37,5	42,5	4	3	4	4
M25EA	-	42,5	-	-	4	4
M30CV	31	24	3	2-3	2	4
M50CV	20	16	2	2	2	4
M50	25	0	2	1-2	1	1
M75	20,5	-	2	1	-	1
M75FS	18	-	2	1	-	1
M100FS	12,5	-	1	1	-	1
M120FS	7	-	1	1	-	1

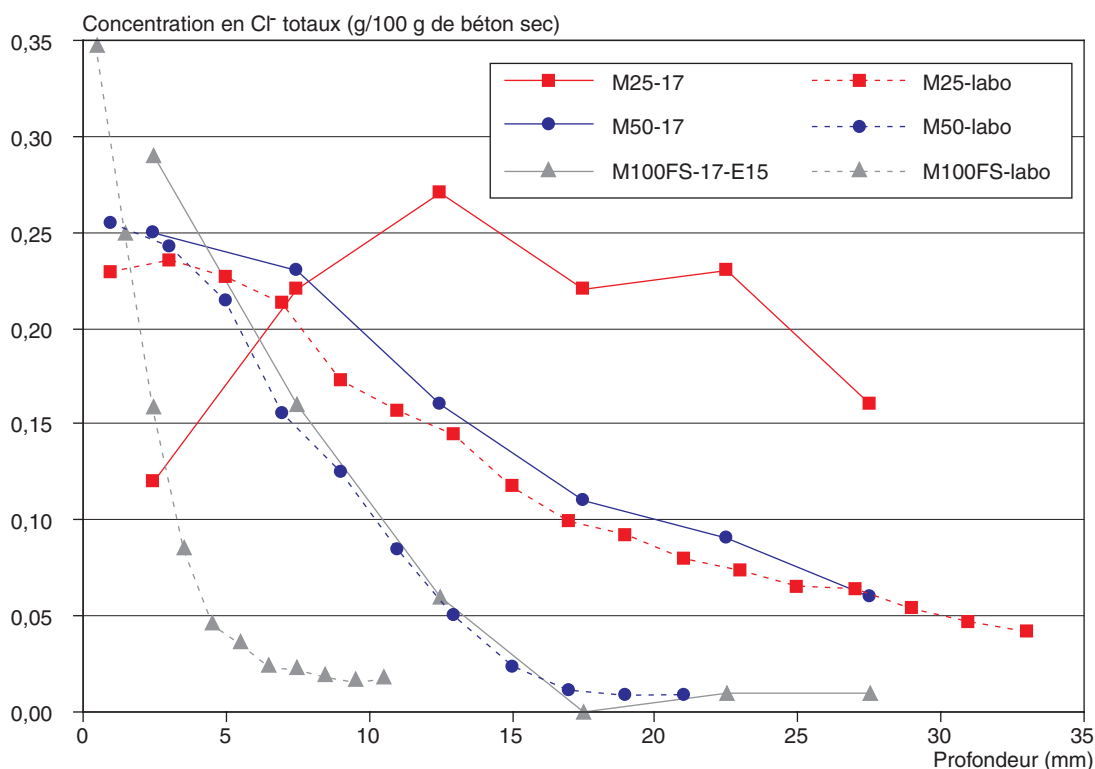
Fig. 29
Profondeur de pénétration des chlorures $P_{Cl^{-}(crit.)}$ (déterminée à partir des profils) correspondant à la concentration en chlorures totaux critique vis-à-vis de la corrosion des armatures $c_{crit.}$, mesurée sur les sites de La Rochelle et de Maurienne (côté chaussée) au point 4.



(1) : $P_{Cl^{-}(crit.)}$ (La Rochelle) > 37,5 mm
(2) : $P_{Cl^{-}(crit.)}$ non mesurée sur l'un des sites

Il est important de souligner le fait que les profondeurs et les profils obtenus sur les différents sites mettent en évidence la plus faible pénétration des ions chlorure dans les bétons à hautes performances, en particulier dans les bétons M100FS et M120FS (classe 1 sur le site de La Rochelle). Ces deux derniers bétons se distinguent en effet par une profondeur de pénétration très faible (la concentration en chlorures est inférieure à 0,01 g pour 100 g de béton sec, à partir de 20 mm, sur le site de La Rochelle), et par des concentrations faibles à une profondeur donnée dans la zone où les chlorures ont pénétré.

■ **Comparaison des profils obtenus sur sites et lors des essais de diffusion réalisés sur éprouvettes conservées en laboratoire.** Les profils obtenus *in situ* sur le site de La Rochelle à l'âge de quatre ans (point 4) ont été comparés avec les profils de concentration en chlorures totaux obtenus à l'issue de l'essai de diffusion (en conditions saturées) en régime non stationnaire (56 jours) réalisé en labo-



■ Fig. 30

Comparaison pour les bétons M25, M50 et M100FS, des profils de concentration en chlorures totaux obtenus après un essai de diffusion sur éprouvettes en laboratoire (56 jours de contact avec une solution saline à $[NaCl] = 30 \text{ g.L}^{-1}$) et des profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur les prélèvements issus des corps d'épreuve du site de La Rochelle au point 4.

ratoire. Les résultats sont donnés sur la figure 30 pour les bétons M25, M50 et M100FS. Comme attendu, on constate pour chaque catégorie de béton que la pénétration des chlorures est plus importante sur le site de La Rochelle (marnage, quatre ans) qu'à l'issue de l'essai en laboratoire (diffusion, 56 jours). Plus précisément, le M100FS *in situ* a un comportement (profil) identique à celui du M50 en laboratoire, et le M50 *in situ* a un comportement (profil) identique à celui du M25 en laboratoire. Lorsque l'on passe des conditions de l'essai de laboratoire aux conditions naturelles (telles qu'elles sont décrites ici), il apparaît donc nécessaire de passer à la catégorie de béton au-dessus pour obtenir une « résistance » équivalente.

On constate ici, de même que pour l'essai de carbonatation accélérée, que les profils de concentration en chlorures issus de l'essai en laboratoire ne sont pas pertinents (ou plus exactement pas suffisants) pour prédire la durabilité *in situ*. Dans l'approche performantielle et prédictive de la durabilité, telle que décrite dans la référence [5], ils ont, eux aussi, une fonction bien précise.

■ **Coefficients de diffusion apparents des chlorures.** Un coefficient de diffusion apparent des ions chlorure a été calculé à partir des profils de concentration en chlorures totaux obtenus sur le site de La Rochelle aux points 2 et 4, dans la zone où le profil est monotone décroissant (du type « diffusion pure »). La méthode de calcul est décrite dans les références [16, 54, 55], l'origine des temps ayant été prise à la date d'installation sur site. Les valeurs obtenues sont reportées dans le tableau XV. Pour certains bétons (précisés dans le tableau XV), il a été nécessaire d'enlever le(s) point(s) le(s) plus proche(s) de la surface pour obtenir une courbe monotone décroissante et un coefficient de corrélation correct lors du « fittage » avec la fonction erreur [52] (cf. Fig. 25 et 26). Les coefficients ainsi calculés sont représentatifs des mouvements des chlorures dans le béton à partir d'une certaine profondeur dans le corps d'épreuve (à cœur). On notera que ce type de calcul n'a pas été mené pour les sites de Maurienne ou du Canada, car les conditions climatiques étaient plus difficiles à prendre en compte et les données disponibles très limitées (faible pénétration des chlorures).

Les résultats figurant dans le tableau XV montrent que les coefficients sont analogues pour les corps d'épreuve d'une même formule, résultat de la similitude des profils (cas des bétons M75 et M100FS).

TABLEAU XV
Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure en conditions saturées

Béton	R _{moy.28} (MPa)	Coefficient de diffusion apparent (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)			
		Profil <i>in situ</i> La Rochelle		Essai de diffusion en régime non stat. en laboratoire ⁽²⁾	Essai de migration en régime non stat. en laboratoire ⁽³⁾
		Point 2	Point 4		
M25CV	23,5	3,5 ⁽¹⁾	7,0 ⁽¹⁾	-	9,5
M25	24,5	31,4 ⁽¹⁾	15,7 ⁽¹⁾	43,9	30,0
M30CV	48,5	1,3 ⁽¹⁾	1,2 ⁽¹⁾	-	1,7
M50CV	53,0	0,75	0,66 ⁽¹⁾	-	1,8
M50	55,5	1,4	1,8	7,4	8,7
M75	75,0	0,39 [E15] 0,47 [E30] 0,72	0,60 [E15] 0,76 [E30] 0,98	-	5,6
M75FS	85,5	0,40	0,44	-	0,79
M100FS	109,0	0,32 [E15] 0,18 [E30] 0,17	0,33 [E15] 0,28 [E30] 0,33	0,77	0,30
M120 FS	127,5	0,17	0,15	-	0,04

(1) Le coefficient de diffusion est calculé sur la portion monotone décroissante du profil, en enlevant les points expérimentaux les plus proches de la surface et en extrapolant la courbe ainsi obtenue [52].

(2) 56 jours de diffusion, après conservation dans l'eau.

(3) Après 28 jours de conservation dans l'eau [11].

Cela illustre la cohérence des résultats et le fait que les différents corps d'épreuve d'une même formule évoluent de la même façon, comme déjà évoqué dans cet article. On note de plus peu d'évolution entre le point 2 et le point 4. En outre, on remarque que les coefficients obtenus sur les BHP sont très faibles. Ces valeurs sont cohérentes avec les résultats publiés dans la littérature (voir par exemple [56]).

Les coefficients de diffusion obtenus sur les corps d'épreuve ont été comparés dans le tableau XV et la figure 31 à ceux obtenus sur éprouvettes conservées en laboratoire, à l'issue des essais :

➤ de diffusion en régime non stationnaire décrits au § « Mesures sur éprouvettes conservées en laboratoire ». Le coefficient de diffusion est calculé dans ce cas par la même méthode que pour les données *in situ*, à partir des profils de concentration en chlorures totaux, pour les bétons M25, M50 et M100FS ;

➤ de migration sous champ électrique en régime non stationnaire (méthode de Tang et Nilsson [57], voir également [11]).

Les valeurs obtenues sur les corps d'épreuve et sur les éprouvettes conservées en laboratoire sont du même ordre, excepté pour M50CV, M50 et M75 dont le coefficient obtenu par migration est très supérieur. On constate globalement que $D_{app(in\ situ)} < D_{ns(mig)}$ (ou $D_{ns(dif)}$). De plus, on obtient un classement des bétons identique sur la base de $D_{app(in\ situ)}$ et de $D_{ns(mig)}$, excepté pour les bétons précédemment cités (tableau XVI).

On obtient donc un résultat essentiel : le classement des bétons à partir d'un indicateur de durabilité (c'est-à-dire mesuré en conditions de laboratoire) est pertinent et représentatif de celui obtenu *in situ* (à cœur) sur des éléments de structure en béton armé. Par ailleurs, le tableau XVI et la figure 31 montrent que l'addition de cendres volantes améliore la résistance à la diffusion des ions, même en l'absence de cure, et que les BHP avec fumées de silice présentent les meilleures performances, en laboratoire et *in situ*.

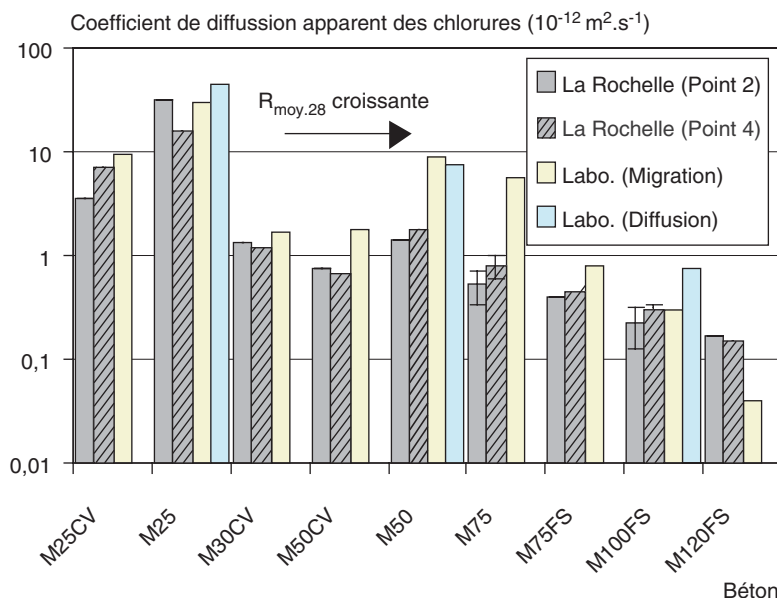


Fig. 31

Coefficients de diffusion apparents des ions chlorure obtenus sur les corps d'épreuve du site de La Rochelle aux points 2 et 4, et sur éprouvettes conservées en laboratoire à l'issue des essais de diffusion ou de migration sous champ électrique en régime non stationnaire.

TABLEAU XVI

Classement des bétons sans AEA fondé sur le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure. Comparaison avec le classement établi sur la base de $R_{\text{moy.28}}$

Bétons classés selon $R_{\text{moy.28}}$	Bétons classés selon le coefficient de diffusion apparent des chlorures	
	Essai de migration en régime non stationnaire - Laboratoire -	Profil (moy. des points 2 et 4) - <i>in situ</i> La Rochelle -
M25CV	M25	M25
M25	M25CV	M25CV
M30CV	M50	M50
M50CV	M75	M30CV
M50	M50CV	M50CV
M75	M30CV	M75
M75FS	M75FS	M75FS
M100FS	M100FS	M100FS
M120FS	M120FS	M120FS

Cases colorées : bétons à hautes performances.

91

Performance croissante

Dégradations dues au gel et aux projections de sels de déverglaçage (écaillage des parements)

Observations sur les corps d'épreuve du site de Maurienne

Le suivi des corps d'épreuve du site de Maurienne permet d'étudier l'apparition et l'évolution des dégradations, en particulier celles dues au gel et aux projections de sels de déverglaçage (faciès, ampleur et répartition), au cours du temps. Le classement des bétons établi sur la base de l'écaillage

des parements constaté *de visu* sur le site de Maurienne (côté chaussée) aux échéances de trois, quatre et six ans (respectivement points 3, 4 et 5), est donné dans le tableau XVII. Il est comparé, dans ce même tableau, au classement obtenu sur la base des résultats de l'essai accéléré normalisé d'écaillage mené en laboratoire [11].

À l'échéance de six ans, un certain nombre de corps d'épreuve sont écaillés. Certains le sont déjà moyennement ou fortement ; c'est le cas de la série des M25 sans air entraîné (Fig. 32a, au point 4) et

TABLEAU XVII

Classement des bétons établi sur la base des dégradations constatées *de visu* (écaillage) sur le site de Maurienne (côté chaussée), aux points 3, 4 et 5. Comparaison avec celui établi sur la base de l'essai accéléré normalisé d'écaillage réalisé en laboratoire [11]

Classes de dégradations	Laboratoire		Site de Maurienne		
	Après 7 cycles	Après 56 cycles	Point 3 (3 ans)	Point 4 (4 ans)	Point 5 (6 ans)
0 : aucune dégradation	M50EA		M50CVEA M50EA M50	M50EA	M50EA
	M75FSEA M75EA		M75FSEA M75EA M75	M75FSEA M75EA M75	M75FSEA M75EA M75
	M75FS M100FS M120FS		M75FS M100FS M120FS	M75FS M100FS M120FS	M100FS M120FS
1 : un ou quelques petits éclatements et 2 : écaillage léger	M25CVEA M25CV M25EA M50CVEA	M50CVEA M50EA	M25CVEA M25CV M25EA	M25CVEA M25EA M50CVEA	M25CVEA M25EA M50CVEA
	M50		M50CV	M50CV M50	M50CV M50
	M75	M75FSEA M100FS M120FS			M75FS
3 : écaillage moyen (quelques granulats apparents)	M25	M25CVEA		M25CV	M25CV
	M50CV	M25EA M50	M30CV	M30CV	M30CV
		M75EA M75			
4 : écaillage assez important	M30CV	M25CV M25	M25	M25	M25
		M50CV			
		M75FS			
5 : écaillage sévère (gros granulats apparents sur toute la surface)		M30CV			

Cases colorées : bétons à hautes performances.

du M30CV. Vient ensuite la série des M50 et celle des M25 avec air entraîné, notamment les bétons contenant des cendres volantes. En ce qui concerne les bétons à hautes performances, ceux-ci ne sont pas écaillés jusqu'au point 4, mais au point 5, on constate que le béton M75FS commence à se dégrader légèrement. Les BHP M75 et M100FS, qui se situaient à la limite lors de l'essai accéléré normalisé d'écaillage en laboratoire, ne sont pas dégradés *in situ* aux échéances considérées. Toujours à l'échéance de six ans, le béton M25EA est très faiblement dégradé (Fig. 33), montrant l'efficacité de l'air entraîné *in situ*, même sur cette gamme de béton. Les M25, le M30CV et le M50CV ont commencé à se dégrader dès le point 3. Le classement des bétons établi sur la base de l'écaillage constaté *de visu* a peu évolué entre les points 3 et 5 (cf. tableau XVII). Les principales évolutions enregistrées entre les points 3 et 4 concernent les bétons M50 et M50CVEA, qui ont commencé à se dégrader à partir du point 4 (passage de la classe 0 à 1-2), et le béton M25CV dont les dégradations se sont accentuées entre les points 3 et 4 (passage des classes 1-2 à 3). La principale évolution entre les points 4 et 5 concerne le béton M75FS, comme précédemment évoqué.

Par ailleurs, les dégradations constatées sont liées de façon certaine aux projections de sels sur les éléments. En effet, la face orientée à l'opposé de la chaussée (côté talus) ne présente aucune dégradation, quelle que soit la formule, bien que subissant les mêmes cycles de gel-dégel que le côté chaussée (Fig. 32c, pour le M25 au point 5). On enregistre effectivement, sur le M25 côté talus au point 4, par colorimétrie (AgNO_3) [53], une pénétration des chlorures très faible voire nulle (la profondeur de pénétration des chlorures sur cette face est inférieure à la profondeur carbonatée, Fig. 34b). Au contraire, du côté chaussée, la profondeur de pénétration des chlorures dans le M25 au point 4 est très élevée : elle est de l'ordre de 50 mm (Fig. 34a). Outre la constatation expérimentale *in situ*, des considérations théoriques amènent à penser que les dégradations superficielles constatées sont liées à la présence de sels.

Une première explication est liée à la pression de cristallisation générée par les cristaux de NaCl, qui peut, dans certaines conditions, conduire à des dégradations (fissuration et départ de matière) [58-60]. Ce phénomène est favorisé par les basses températures, car la solubilité est une fonction croissante de la température. La sursaturation générant la croissance des cristaux étant plus forte dans la zone où l'évaporation se produit, une cristallisation importante peut ainsi avoir lieu dans la zone superficielle (à une profondeur de l'ordre de l'écaillage constaté). En effet, les conditions thermohydrauliques environnantes n'induisent pas ici un séchage et donc une cristallisation de NaCl en profondeur, comme cela peut se produire sous des climats très secs. Les sels déposés dans la zone la plus superficielle sont quant à eux rapidement lessivés par les précipitations.

Un second effet des sels résulte de leur caractère hygroscopique. Pour une même humidité relative imposée (par l'environnement par exemple) et pour des tailles de pores données, l'équilibre thermodynamique entre les phases vapeur et liquide au sein du réseau poreux s'établira à un taux de saturation plus élevé dans le cas d'une solution saline (de NaCl, par exemple), par rapport à de l'eau pure [30]. De plus, l'hygroscopicité augmente avec la concentration ionique de la solution. De ce fait, les propriétés hydriques (d'équilibre et dynamiques) des bétons du site de Maurienne seront modifiées en présence de NaCl [19, 45, 61]. En particulier, le taux de saturation en eau liquide dans les zones contenant NaCl sera plus élevé, favorisant ainsi les dégradations dues au gel dans ces zones [62-64].

Observations sur les éprouvettes du site de Maurienne

Des résultats analogues à ceux obtenus sur les corps d'épreuve ont été obtenus sur les éprouvettes du site de Maurienne dont la surface coffrée était exposée. Ces éprouvettes sont disposées sur des chevalets (en partie supérieure, Fig. 32b) à proximité des corps d'épreuve sur le site. Elles sont de dimensions identiques à celles utilisées pour l'essai accéléré normalisé d'écaillage, mais n'ont pas été soumises à une cure en laboratoire. Les faciès identiques de dégradation, obtenus sur les corps d'épreuve en béton armé et sur les éprouvettes, illustrent qu'il y a visiblement peu d'effet de structure qui intervienne dans le phénomène d'écaillage. On notera par contre que les éprouvettes dont la surface sciée était exposée (disposées en partie basse du chevalet, cf. Fig. 32b) ne sont quasiment pas écaillées, quelle que soit la formule. Une différence très nette est donc systématiquement enregistrée entre le comportement des surfaces sciées et celui des fonds de moule de même formule exposés aux mêmes conditions, aux échéances considérées. Cela était prévisible dans la mesure où la surface sciée n'est pas « représentative » du parement.

Comparaison des dégradations observées sur site et en laboratoire

Les dégradations constatées *in situ* sont différentes de celles obtenues à l'issue de l'essai accéléré normalisé d'écaillage mené en laboratoire [11]. Sur les corps d'épreuve de la série des M25, on observe



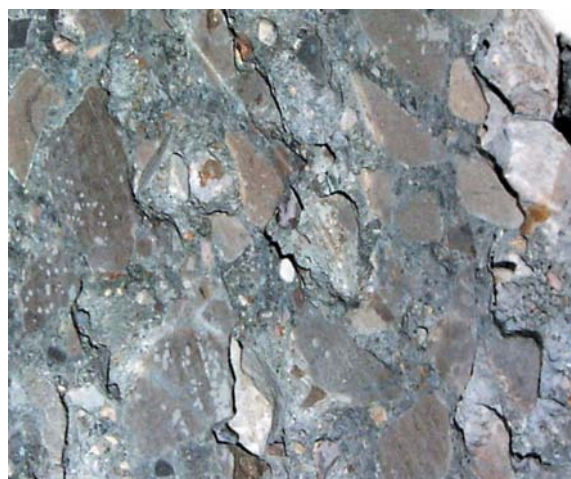
a) Parement du corps d'épreuve du site de Maurienne (côté chaussée), à l'âge de quatre ans (point 4).



b) Surface des éprouvettes (coffrées en haut et sciées en bas du chevalet) du site de Maurienne (côté chaussée), à l'âge de six ans (point 5).



c) Parement du corps d'épreuve du site de Maurienne (côté talus), à l'âge de six ans (point 5).



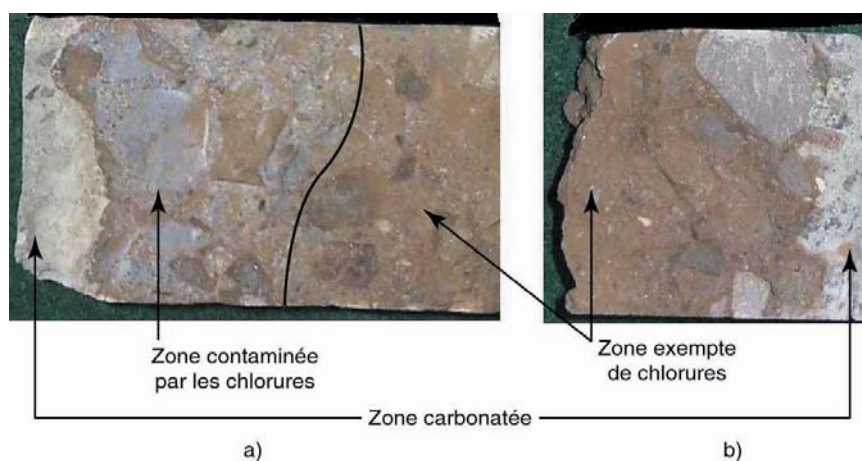
d) Surface d'une éprouvette après 16 cycles de gel-dégel en présence de sels en laboratoire [11], selon la norme française XP P 18-420.

■ **Fig. 32**
Écaillage du béton M25.



■ **Fig. 33**

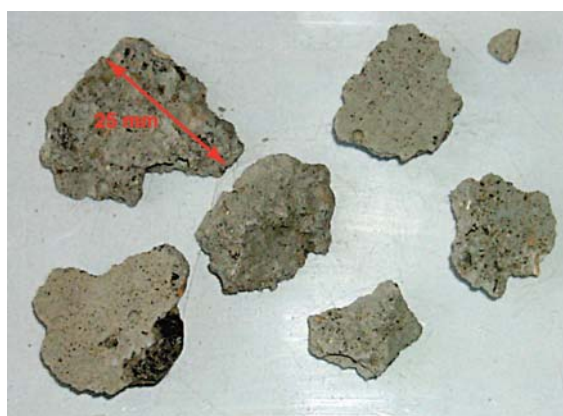
Écaillage du parement du corps d'épreuve M25EA-73 du site de Maurienne (côté chaussée), à l'âge de six ans (point 5).



a) Côté chaussée – $P_{\text{carbo.}} = 7 \text{ à } 12 \text{ mm}$ – $P_{\text{Cl}} \approx 50 \text{ mm}$. b) Côté talus – $P_{\text{carbo.}} = 5 \text{ à } 8 \text{ mm}$ – $P_{\text{Cl}} \leq P_{\text{carbo.}}$.

■ **Fig. 34**

Évaluation des profondeurs de carbonatation et de pénétration des chlorures sur le corps d'épreuve M25-73 du site de Maurienne à l'âge de quatre ans (point 4), par méthode colorimétrique (AgNO_3) [53].



a) Provenant du corps d'épreuve du site de Maurienne (côté chaussée), à l'âge de quatre ans (point 4).



b) Issues d'une éprouvette, après 16 cycles de gel-dégel en présence de sels en laboratoire [11], selon la norme française XP P 18-420.

■ **Fig. 35**

Écailles de béton M25.

en effet le décollement très localisé d'écaillles de grandes dimensions, leur longueur pouvant aller jusqu'à 30 mm (cf. Fig. 32a et 35a). Au contraire, en laboratoire, la dégradation est uniforme (Fig. 32d) et se caractérise par le départ de petites particules de quelques mm de longueur (Fig. 35b).

Cette différence s'explique au moins en partie par le fait que l'exposition à l'eau et aux sels *in situ* (très ponctuelle dans le temps et localisée dans l'espace) et l'état de saturation résultant (cf. § « Résultats expérimentaux », p. 64) sont très différents de ceux des conditions de l'essai accéléré normalisé d'écaillage où un film liquide contenant une solution de NaCl est maintenu en permanence à la surface des éprouvettes [11] (conditions aux limites bien définies et constantes). On trouve, par exemple, dans la littérature que le séchage réduit l'écaillage (voir par exemple [64]). Il a été vu précédemment que lorsqu'ils migrent par absorption capillaire (conditions *in situ*), les chlorures pénètrent beaucoup plus rapidement et plus profondément dans le béton que par diffusion (conditions de laboratoire). De plus, la quantité de sels projetée sur le parement peut être très élevée localement. Ces éléments expliquent que l'on observe sur site des dégradations localisées et sous forme d'écaillles de plus grandes dimensions. En outre, l'essai accéléré normalisé d'écaillage n'occasionne pas de choc thermique (le contact avec NaCl se produit avant l'exposition au gel), tel que celui induit *in situ* par l'exposition aux sels lorsque la glace est déjà formée.

Toutefois, la comparaison des classements des bétons fondés sur l'écaillage observé, d'une part en laboratoire lors de l'essai accéléré normalisé d'écaillage, et d'autre part *in situ*, semble montrer une bonne cohérence (cf. tableau XVII). Il semble qu'*in fine* ce soient bien les mêmes formules qui se dégradent dans les deux cas. Néanmoins, seules les formules qui se sont révélées les plus sensibles à l'issue des mesures en laboratoire se dégradent *in situ* aux échéances considérées (jusqu'à six ans). Ainsi, par exemple, comme évoqué précédemment, la plupart des BHP ne se dégrade pas. Toutefois, étant donné qu'entre 7 et 56 cycles d'essai accéléré, les bétons M75EA et M75FS évoluent respectivement de deux et trois classes de dégradation, on peut s'attendre à ce que le M75EA commence à se dégrader dans peu de temps *in situ*, comme l'a fait le M75FS au bout de six ans. On constate de plus que le classement après quelques cycles d'essai accéléré normalisé correspond plutôt bien à celui obtenu après environ cinq ans *in situ*. L'essai accéléré semble donc bien jouer son rôle : le classement qu'il fournit est pertinent et il permet de discriminer rapidement les bétons.

CONCLUSIONS

Cet article a décrit le programme mené sur 43 corps d'épreuve en béton armé (formules allant du M25 au M120FS) répartis sur quatre sites naturels : Melun, La Rochelle, la Maurienne et le Canada. De plus, les données acquises sur une période de quatre ans relativement au suivi de ces corps d'épreuve à partir de prélèvements, et sur une période de six ans pour ce qui concerne le suivi de l'écaillage sur le site de Maurienne, ont été traitées.

Cette étude a permis :

- d'analyser l'influence des paramètres de formulation et, notamment, de comparer le comportement des bétons ordinaires et des BHP ;
- d'analyser l'influence des conditions environnementales ;
- de comparer le comportement des matériaux dans différents types d'environnement naturel et lors d'essais accélérés menés en laboratoire ;
- d'effectuer le suivi d'éléments de structure en béton armé dès la construction, et donc de disposer de l'historique et, en particulier, du « point 0 », référence indispensable lors du suivi *in situ*, en particulier pour la compréhension des mécanismes et pour l'interprétation des mesures non destructives.

Ces résultats constituent donc une base de données « durabilité » de référence pour les investigations futures sur ces corps d'épreuve et pour tout programme d'étude similaire sur corps d'épreuve ou sur cas réels (conception ou expertise d'ouvrages). Ces données seront également utiles à la validation des modèles de prédiction de la durée de vie des ouvrages, notamment grâce à la mesure des témoins de durée de vie *in situ* (seconde phase de validation [5]), tels que les cinétiques (profondeur de pénétration en fonction du temps) et les profils de carbonatation et de concentration en chlorures.

D'autre part, le programme de suivi développé dans le cadre de ce projet peut servir d'exemple ou d'aide, lors de l'élaboration de nouveaux projets ou d'une stratégie de suivi des ouvrages, dans l'objectif d'acquérir les données nécessaires à l'évaluation et à la prédiction de leur durabilité, dans le contexte de la prévention de la corrosion des armatures ou des dégradations dues au gel. On notera qu'en complétant à bon escient le contenu des programmes d'inspection des ouvrages d'art, on

pourrait à peu de frais effectuer le même type d'analyse que celle présentée ici sur cinquantaine de corps d'épreuve, mais à plus grande échelle (sur des milliers d'ouvrages) et donc en lui conférant en sus une validité statistique.

Les résultats expérimentaux présentés ici mettent en évidence les propriétés améliorées et le meilleur comportement des bétons à hautes performances (plus grande aptitude à limiter la carbonatation ou la pénétration des chlorures, etc.), à moyen terme et dans les différents types d'environnement étudiés. Ceux-ci résultent notamment d'une microstructure particulièrement dense (porosité faible, réseau poreux très fin, etc., [10]) et d'un vieillissement bénéfique, quelles que soient les conditions environnementales, qui accroît encore la compacité. Ces résultats viennent compléter les classements des quinze bétons établis sur la base de différentes propriétés et les conclusions données dans les références [3] et [11]. Les BHP sont donc susceptibles de conférer une meilleure durabilité aux ouvrages en béton armé et, en particulier, une plus longue protection aux armatures vis-à-vis de la corrosion. Les différents résultats illustrent que les bétons avec $R_{moy.28} \geq 100$ MPa ont des performances accrues dans tous les domaines. Le choix d'un B60, B80, B90, etc., pour la construction d'un ouvrage, dépendra donc notamment de la durée de vie spécifiée et du type d'environnement [5]. Le meilleur comportement des bétons à hautes performances mis en évidence en laboratoire et *in situ*, par rapport à des bétons traditionnels, fournit des arguments solides pour prescrire des BHP en vue d'assurer une durée de vie plus longue aux ouvrages en béton armé et/ou pour éviter certaines pathologies.

Des résultats utiles ont également été obtenus pour l'utilisation de formules contenant des cendres volantes dans différents types d'environnement (importance de la cure, etc.) et viennent compléter ceux présentés dans les références [3, 11, 65].

On enregistre en outre une bonne cohérence, du point de vue des tendances et du classement des bétons, entre les résultats obtenus sur sites et ceux obtenus sur éprouvettes conservées en laboratoire, en particulier lors de la mesure des indicateurs de durabilité. Des conclusions utiles ont également pu être tirées vis-à-vis des essais accélérés (de vieillissement). Par exemple, l'essai accéléré normalisé d'écaillage, qui a fourni un classement pertinent de la série des quinze bétons étudiés, s'avère à même de discriminer des bétons correctement et à court terme. A contrario, l'essai accéléré de carbonatation recommandé par l'AFPC-AFREM requiert encore des améliorations.

Par ailleurs, des gradients de propriétés entre le cœur et la zone superficielle, d'amplitude variable en fonction des paramètres de formulation et d'environnement, ont été observés *in situ*. Ces résultats pourront contribuer à l'optimisation des procédures de cure, en fonction de la formulation du béton et des conditions environnementales.

Naturellement, les résultats obtenus ici, essentiellement sur la base de mesures sur prélèvements de béton, devront être corroborés par les résultats des mesures non destructives de « perméabilité » de surface, de potentiel, de résistivité, d'auscultation sonique et de fissuration réalisées sur le parement des corps d'épreuve. Ces mesures, qui permettront d'évaluer la qualité du béton d'enrobage et l'état de corrosion des aciers, feront l'objet d'un prochain article. On peut néanmoins d'ores et déjà noter la bonne corrélation enregistrée entre les mesures sur prélèvements (ou sur éprouvettes de laboratoire) et les mesures non destructives disponibles à l'échéance d'un an [3].

En outre, il est important d'attendre les résultats des investigations prévues aux échéances ultérieures pour appréhender correctement le comportement à long terme des corps d'épreuve sur les différents sites. Un point intéressant à étudier concernera notamment l'évolution à long terme de la microstructure des bétons à hautes performances, en relation avec l'évolution des caractéristiques mécaniques (en particulier la résistance à la traction).

Remerciements. Les auteurs remercient l'IREX pour avoir contribué au financement de cette étude dans le cadre du Projet national « BHP 2000 ».

La fabrication des corps d'épreuve a été assurée par l'entreprise Campenon Bernard – SGE (maintenant VINCI CONSTRUCTION), sous la direction de P. Monachon.

Ont également contribué à ces travaux :

T. Chaussadent, F. de Larrard, G. Platret, P. Roussel, M. Thiery, G. Villain (LCPC), D. Henry (LCPC, sous contrat de recherche LCPC-ATILH), G. Croquette (LRPC de l'Est parisien, maintenant Direction des Transports Terrestres), G. Grimaldi (LRPC de l'Est parisien, maintenant CETMEF), E. Cloutier, M. Morency (CRIB, Département de génie civil, Faculté des Sciences et de Génie, Université de Laval, Québec, Canada), L. Hasni (CEBTP) et G. Orcel (LRPC de Lyon).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] *Synthèse des connaissances sur la durabilité des Bétons Hautes Performances*, Rapport du Projet national BHP 2000, oct. **1997**, 128 pages.
- [2] De LARRARD F., BAROGHEL-BOUNY V., Vieillessement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. I. Généralités et caractéristiques mécaniques initiales des bétons, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **225**, mars-avril **2000**, pp. 51-65.
- [3] BAROGHEL-BOUNY V., De LARRARD F., In place durability assessment for the next millenium. Long-term study, in *Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete*, June 4-9, 2000, Barcelona, Spain, SP-192 (Ed. by V.M. Malhotra, ACI, 2000), vol. I, **SP 192-20**, pp. 319-338.
- [4] BAROGHEL-BOUNY V., *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, janvier **1999**, 47 pages.
- [5] BAROGHEL-BOUNY V. et al., *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, Paris, juin **2004**), 252 pages.
- [6] BAROGHEL-BOUNY V., GAWSEWITCH J., BELIN P., CHAUSSADENT T., PLATRET G., *Étude expérimentale sur le Pont de l'Ile de Ré. Caractérisation du béton du tablier à 14 ans*, Projet national BHP 2000. Thème 1 : Durabilité. Sous-thème : Étude expérimentale sur ouvrages anciens, Rapport LCPC, juin **2002**, 56 pages.
- [7] BAROGHEL-BOUNY V., GAWSEWITCH J., VILLAIN G., ROUSSEL P., *Étude expérimentale sur les ouvrages jumeaux de Bourges. Caractérisation des bétons B30 et B80 des ouvrages à 3 ans*, Projet national BHP 2000. Thème 1 : Durabilité. Sous-thème : Étude expérimentale sur ouvrages jumeaux, Rapport LCPC, novembre **2000**, 28 pages.
- [8] BAROGHEL-BOUNY V., ROUGEAU P., CARÉ S., GAWSEWITCH J., Étude comparative de la durabilité des bétons B30 et B80 des ouvrages jumeaux de Bourges. Partie I : Microstructure, propriétés de durabilité et retrait, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **217**, septembre-octobre **1998**, pp. 61-73.
- [9] BAROGHEL-BOUNY V., ROUGEAU P., CHAUSSADENT T., CROQUETTE G., Étude comparative de la durabilité des bétons B30 et B80 des ouvrages jumeaux de Bourges. Partie II : étude expérimentale de la pénétration des ions chlorures par différentes méthodes, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **217**, septembre-octobre **1998**, pp. 75-84.
- [10] BAROGHEL-BOUNY V., AMMOUCHE A., HORNAIN H., GAWSEWITCH J., Vieillessement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. II. Caractérisation microstructurale sur éprouvettes de bétons de résistance 25 à 120 MPa, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **228**, septembre-octobre **2000**, pp. 71-86.
- [11] BAROGHEL-BOUNY V., ARNAUD S., HENRY D., CARCASSÈS M., QUÉNARD D., Vieillessement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. III. Propriétés de durabilité des bétons mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **241**, novembre-décembre **2002**, pp. 13-59.
- [12] *Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel*, Guide Technique, Techniques et Méthodes des LPC, décembre **2003**, 167 pages.
- [13] Norme XP P 18 305, *Béton prêt à l'emploi*, AFNOR, août **1996**.
- [14] BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule n° 62. Titre I. Section I, janvier **1992**.
- [15] Modes opératoires recommandés par l'AFPC-AFREM, *Compte-rendu des Journées Techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons*, 11-12 décembre **1997**, Toulouse, France (LMDC, Toulouse, 1998), 283 pages.
- [16] BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., CROQUETTE G., DIVET L., GAWSEWITCH J., GODIN J., HENRY D., PLATRET G., VILLAIN G., Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons. Méthodes de mesure et d'essais de laboratoire, Techniques et Méthodes des LPC, Méthode **58**, LCPC **2002**, 88 pages.
- [17] VILLAIN G., THIERY M., ROUSSEL P., Détermination par gammadensimétrie de profils de séchage et de carbonatation dans les bétons, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **248**, janvier-février **2004**, pp. 49-71.
- [18] KHELIDJ A., BAROGHEL-BOUNY V., BASTIAN G., GODIN J., VILLAIN G., Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages. Détermination expérimentale des gradients résultant d'une interaction hydratation-séchage dans une dalle en béton, *Études et recherches des LPC, série Ouvrages d'art*, **OA 39**, LCPC **2002**, 84 pages.
- [19] BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., RAHARINAIVO A., Transferts combinés de l'eau et des ions chlorures. Analyse physique et expérimentation sur le béton jeune, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **206**, novembre-décembre **1996**, pp. 75-83.

- [20] MIDGLEY H.G., The determination of calcium hydroxide in set Portland cements, *Cement and Concrete Research*, vol. 9, 1, 1979, pp. 77-82.
- [21] PLATRET G., DELOYE F.-X., Thermogravimetry and carbonation of cements and concretes, *Actes des Journées des Sciences de l'Ingénieur du Réseau des LPC*, 4-7 octobre 1994, Giens, France, pp. 237-243.
- [22] HASNI L., *Carbonatation accélérée des bétons placés en sites de vieillissement naturel*, Projet national BHP 2000. Thème 1 : Durabilité. Sous-thème : Étude expérimentale sur sites de vieillissement, Rapport CEBTP, février 1999, 10 pages.
- [23] VILLAIN G., PLATRET G., Comparison of two experimental methods to determine carbonation profiles in concrete, *Supplementary Papers of the 6th CANMET/ACI International Conference on « Durability of Concrete »*, june 1-7, 2003, Thessaloniki, Greece, pp. 179-194.
- [24] THIERY M., VILLAIN G., PLATRET G., Effect of carbonation on density, microstructure and liquid water saturation of concrete, in *Proceedings of the 9th ECI Conference on Advances in Cement and Concrete*, August 10-14, 2003, Copper Mountain, CO, États-Unis (Ed. by D.A. Lange, K.L. Scrivener and J. Marchand, 2003), pp. 481-490.
- [25] VILLAIN G., OLIVIER G., RAMAUD C., BERGA P., ROUSSEL P., THIERY M., Vers un mode opératoire performant et discriminant de carbonatation accélérée des bétons pour ouvrages d'art, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, à paraître.
- [26] TSUKAYAMA R., ABE H., NAGATAKI S., Long-term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement, in *Proceedings of the 7th International Congress on the Chemistry of Cement*, 1980, Paris, France, vol. 3, part IV, pp. 30-35.
- [27] SASATANI T., TORI K., KAWAMURA M., Five-year exposure test on long-term properties of concretes containing fly ash, blast-furnace slag and silica fume, in *Proceedings of the 5th International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, June, 1995, Milwaukee, États-Unis, **ACI SP 153-16**.
- [28] NGALA V.T., PAGE C.L., Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, 7, 1997, pp. 995-1007.
- [29] VILLAIN G., BAROGHEL-BOUNY V., KOUNKOU C., Comparative study of the induced hydration, drying and deformations of self-compacting and ordinary mortars, in *Proceedings of the RILEM Symposium « Self-compacting concrete »*, 13-17 septembre, 1999, Stockholm, Sweden (Ed. by A. Skarendahl & O. Petersson, RILEM, Paris, 1999), pp. 131-142.
- [30] BAROGHEL-BOUNY V., Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Méthodes, Analyse, Interprétations, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1994, 468 pages.
- [31] CASTEL A., ARLIGUIE G., CHAUSSADENT T., BAROGHEL-BOUNY V., La microfissuration superficielle a-t-elle une influence sur la profondeur de carbonatation des bétons ?, in « Transferts dans les bétons et durabilité », numéro spécial de la *Revue française de génie civil*, vol. 5, 2-3 (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp. 231-248.
- [32] GROVES G.W., BROUGH A., RICHARDSON I.G., DOBSON C.M., Progressive changes in the structure of hardened C₃S cement pastes due to carbonation, *J. Am. Ceram. Soc.*, vol. 11, 74, 1991, pp. 2891-2896.
- [33] SANJUAN M.A., ANDRADE C., CHEYREZY M., Carbonation testing in natural and accelerated conditions of several concretes, *Advances in cement research*, vol. 15, 4, 2003, pp. 171-180.
- [34] HO D.W.S., LEWIS R.K., Carbonation of concrete and its prediction, *Cement and Concrete Research*, vol. 17, 3, 1987, pp. 489-504.
- [35] GROVES G.W., RODWAY D.I., RICHARDSON I.G., The carbonation of hardened cement pastes, *Advances in Cement Research*, 1990, vol. 3, 11, pp. 117-125.
- [36] RAFAÏ N., *Application des isotopes stables (¹³C et ¹⁸O) à l'étude de la carbonatation et de la décalcification des bétons*, Thèse de doctorat, Université Paris VI, 1991.
- [37] RAFAÏ N., HORNAIN H., VILLAIN G., BAROGHEL-BOUNY V., PLATRET G., CHAUSSADENT T., Comparaison et validité des méthodes de mesure de la carbonatation, *Revue française de génie civil*, vol. 6, 2, 2002, pp. 251-274.
- [38] THIERY M., DANGLA P., VILLAIN G., PLATRET G., MASSIEU E., DRUON M., BAROGHEL-BOUNY V., Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, à paraître.
- [39] THIERY M., DANGLA P., VILLAIN G., PLATRET G., Modélisation du processus physico-chimique de carbonatation des bétons, *Actes des Journées des Sciences de l'Ingénieur du réseau des LPC*, 9-11 décembre 2003, Dourdan, France, pp. 403-408.
- [40] Dosage des chlorures par potentiométrie. Analyse des ciments, bétons, sols et roches, Mode opératoire 7, LCPC.
- [41] CHAUSSADENT T., ARLIGUIE G., AFREM test procedures concerning chlorides in concrete : extraction and titration methods, *Materials and Structures*, vol. 32, avril 1999, pp. 230-234.
- [42] TANG LUPING, ANDERSEN A., Chloride ingress data from five years field exposure in a swedish marine environment, in *Proceedings of the 2nd RILEM Workshop « Testing and modelling chloride ingress into concrete »*, 11-12 septembre 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2000), pp. 105-119.

- [43] ALEXANDER, M.G., MACKECHNIE, J.R., Prediction of long-term chloride ingress from marine exposure trials, Materials science of concrete : transport in cement-based materials, Special volume : *Proc. of the Int. Conf. on ion and mass transport in cement-based materials*, octobre 4-5, 1999, University of Toronto, Canada (Ed. by R.D. Hooton, M.D.A. Thomas, J. Marchand & J.J. Beaudoin, American Ceramic Society, Series Editor J.P. Skalny, 2001), pp. 281-291.
- [44] FRANCY O., *Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau*, Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, décembre 1998, 171 pages.
- [45] BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages : bilan de cinq années de recherches et orientations futures, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **248**, janvier-février 2004, pp. 93-111.
- [46] BIER T.A., KROPP J., HILSDORF H.K., Carbonation and realkalization of concrete and hydrated cement paste, in *Proceedings of the 1st International RILEM Congress*, 1987, Versailles, France, vol. 3 : Durability of construction materials (Chapman and Hall, 1987), pp. 927-934.
- [47] MIRAGLIOTTA R., ROUGEAU P., AÏT-MOKHTAR A., AMIRI O., Béton de peau et carbonatation, in *Proceedings of the 2^{ème} Congrès Univ. de Génie Civil*, 6-7 mai 1999, Poitiers, France, pp. 151-158.
- [48] PILAJA AVARA S.E., Estimation of drying of concrete at different relative humidities and temperatures of ambient air with special discussions about fundamental features of drying and shrinkage, in *Creep and shrinkage in concrete structures*, 1982, pp. 87-168.
- [49] NILSSON L.O., POULSEN E., SANDBERG P., SORENSEN H.E., KLINGHOFFER O., Chloride penetration into concrete. State-of-the-art. Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models, HETEK Report 53 (Ed. by Frederiksen J.M., Danish Road Directorate, Copenhagen, 1996), pp. 23-25.
- [50] THOMAS M.D.A., Marine performance of PFA concrete, *Magazine of Concrete Research*, vol. 43, **156**, 1991, pp. 171-185.
- [51] THOMAS M.D.A., MATTHEWS J.D., Performance of pfa concrete in a marine environment. 10-year results, *Cement and Concrete Composites*, vol. 26, **1**, janvier 2004, pp. 5-20.
- [52] NILSSON L.O., ANDERSEN A., LUPING TANG, UTGENANT P., Chloride ingress data from field exposure in a swedish road environment, in *Proceedings of the 2nd RILEM Workshop « Testing and modelling chloride ingress into concrete »*, 11-12 septembre 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2000), pp. 69-83.
- [53] BAROGHEL-BOUNY V., Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete ? Part II : Development of a performance approach based on durability indicators and monitoring parameters, in *Proceedings of the 3rd RILEM Workshop « Testing and modelling chloride ingress into concrete »*, septembre 9-10, 2002, Madrid, Spain (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2003).
- [54] POULSEN E., The chloride diffusion characteristics of concrete. Approximative determination by linear regression analysis, *Nordic Concrete Research*, Publication **9**, 1990, pp. 124-133.
- [55] BAROGHEL-BOUNY V., BELIN P., CASTELLOTE M., RAFAÏ N., ROUGEAU P., YSSORCHE-CUBAYNES M.P., Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete ? Part I : Comparison between various methods for assessing the chloride diffusion coefficient of concrete in saturated conditions, in *Proceedings of the 3rd RILEM Workshop « Testing and modelling chloride ingress into concrete »*, septembre 9-10, 2002, Madrid, Spain (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2003).
- [56] SANDBERG P., TANG L., ANDERSEN A., Recurrent studies of chloride ingress in uncracked marine concrete at various times and elevations, *Cement and Concrete Research*, vol. 28, **10**, 1998, pp. 1489-1503.
- [57] TANG L., NILSSON L.O., Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field, *ACI Materials Journal*, vol. 89, **1**, 1992, pp. 49-53.
- [58] SCHERER G.W., Crystallization in pores, *Cement and Concrete Research*, vol. 29, **8**, 1999, pp. 1347-1358.
- [59] SCHERER G.W., Reply to the discussion by CHATTERJI of the paper Crystallization in pores, *Cement and Concrete Research*, vol. 30, 2000, pp. 673-675.
- [60] PEL L., HUININK H., KOPINGA K., Ion transport and crystallization in inorganic building materials as studied by nuclear magnetic resonance, *Applied Physics Letters*, vol. 81, **15**, 2002, pp. 2893-2895.
- [61] BONNET S., PERRIN B., Influence de la présence du chlore sur les propriétés à l'équilibre et de transfert de mortiers, in « Transferts dans les bétons et durabilité », numéro spécial de la *Revue Française de Génie Civil*, vol. 5, **2-3** (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp. 357-376.
- [62] FAGERLUND G., Degré critique de saturation. Un outil pour l'estimation de la résistance au gel des matériaux de construction, *Matériaux et Constructions*, vol. 4, **23**, 1971, pp. 271-285.
- [63] LITVAN G.G., Frost action in cement paste, *Matériaux et Constructions*, vol. 6, **34**, 1973, pp. 293-298.
- [64] LINDMARK S., *Mechanisms of salt frost scaling of Portland cement-bound materials : studies and hypothesis*, Ph. D. Thesis, Report TVBM 1017, Lund Institute of Technology, 1998, 270 pages.
- [65] BAROGHEL-BOUNY V., CARCASSES M., QUENARD D., ARNAUD S., 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*, June 20-24, 1999, Sandefjord, Norway, (Ed. by I. Holand & E.J. Sellevold, 1999), vol. 2, pp. 1377-1386.