



**HAL**  
open science

# Évaluation non destructive des structures en béton armé : étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques

Ngoc Tan Nguyen

► **To cite this version:**

Ngoc Tan Nguyen. Évaluation non destructive des structures en béton armé : étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques. Autre [cond-mat.other]. Université de Bordeaux, 2014. Français. NNT : 2014BORD0115 . tel-01194787

**HAL Id: tel-01194787**

**<https://theses.hal.science/tel-01194787>**

Submitted on 7 Sep 2015

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**Thèse de Doctorat**

Présentée à

**L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX**

ÉCOLE DOCTORALE DES SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGENIEUR (ED 209)

Par

**Ngoc Tan NGUYEN**

Pour obtenir le grade de docteur

Spécialité : Mécanique

**Évaluation non destructive des structures en béton armé**  
**Étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques**

Soutenue le 27 juin 2014

Devant le jury composé de :

M. Jean-Paul BALAYSSAC	Professeur, Université Paul Sabatier Toulouse	Président
Mme. Géraldine VILLAIN	Chercheur-Ingénieur, HDR, UNAM, IFSTTAR	Rapporteur
M. Said KENAI	Professeur, Université de Blida, Algérie	Rapporteur
M. Denys BREYSSE	Professeur, Université de Bordeaux	Examineur
M. Vincent GARNIER	MCF, HDR, Université Aix-Marseille	Examineur
M. Frédéric BOS	Professeur, Université de Bordeaux	Directeur de thèse
M. Zoubir-Mehdi SBARTAÏ	MCF, Université de Bordeaux	Codirecteur de thèse
M. Jean-François LATASTE	MCF, Université de Bordeaux	Codirecteur de thèse



## REMERCIEMENTS

La présente étude a été réalisée au sein du département Génie Civil et Environnemental (GCE) de l'Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M) à l'Université de Bordeaux. Elle a été rendue possible grâce au financement des projets nationaux de recherche ACDC-C2D2 et ANR EvaDéOS et à de nombreuses personnes que je voudrais remercier sincèrement.

Je tiens d'abord à remercier vivement monsieur Denys Breysse, professeur des universités et chef de l'équipe I2M-GCE, qui fait toujours un grand enthousiasme à l'égard de ce travail. Il m'a transmis ses expériences scientifiques précieuses, notamment pour la rédaction des articles de recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à monsieur le professeur Frédéric Bos, mon directeur de thèse, pour son encadrement au cours de cette thèse. Je remercie vivement messieurs Mehdi Sbartai et Jean-François Lataste, mes codirecteurs de thèse, pour m'avoir initié aux techniques non destructives, notamment pour le radar et la résistivité électrique. Ils ont bien encadré mes activités de recherche théoriques et expérimentales. Ils ont consacré leurs temps pour organiser et mener des réunions en équipe, et pour corriger mon manuscrit.

Je voudrais ensuite exprimer ma profonde reconnaissance aux membres du jury : madame Géraldine Villain, le professeur Jean-Paul Balayssac, le professeur Frédéric Bos, le professeur Denys Breysse, monsieur Vincent Garnier, le professeur Said Kenai, monsieur Jean-François Lataste et monsieur Mehdi Sbartai, qui m'ont fait l'honneur d'accepter de constituer le jury de ma thèse.

Je remercie tous les collaborateurs des deux projets ACDC-C2D2 et EvaDéOS, les équipes : le LMA-LCND d'Aix-Marseille, le LMDC de Toulouse, l'IFSTTAR de Nantes, l'Ecole Centrale de Lille, l'EDF de Chatou et le SETRA de Bangeux.

Je remercie tous les doctorants et personnels que j'ai rencontré au sein de l'I2M-GCE. L'ambiance sympathique qui règne au sein de ce laboratoire constitue indéniablement l'une des clefs de l'aboutissement de ce travail.

Un grand merci à tous mes amis qui m'ont accompagné de près ou de loin. Je pense plus particulièrement à ma très chère Caro, Antoine, Ngoc Anh, Duc Chinh, Tien Chinh, Mai Huong, Huyen, Thin, Toan, Tung... pour leur soutien et amitié inestimables.

Enfin je voudrais adresser toute ma gratitude à ma grande famille, et plus particulièrement à mes parents qui m'ont soutenu durant toutes mes longues années d'études.

Merci à tous !



## RÉSUMÉ

Les budgets alloués aux réparations des ouvrages et du patrimoine bâti ont atteint un niveau important. Une démarche scientifique est donc réfléchiée pour réduire ces budgets par la mise en place d'outils visant à optimiser et fiabiliser le diagnostic structural des ouvrages. Les méthodes de contrôle non destructif (CND) constituent l'une des voies adaptées. Ces techniques reposent sur des principes physiques bien connus et les sociétés de service en proposent aujourd'hui un emploi courant, mais de nombreux verrous subsistent. Les deux besoins majeurs des gestionnaires d'ouvrages sont celui de l'optimisation de la stratégie de reconnaissance (où mesurer ? en combien de points ? avec quelle(s) technique(s) et quelle précision ?) et celui de la quantification des propriétés mécaniques des matériaux ou des indicateurs de durabilité telles que la résistance à la compression, l'épaisseur carbonatée, le taux d'humidité. La question est comment déduire ces propriétés et ces indicateurs des mesures faites ? Et quelles sont la précision et la fiabilité de l'évaluation ?

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de deux projets nationaux de recherche : le projet ACDC-C2D2 et le projet ANR EvaDéOS. L'objectif principal est d'analyser la variabilité issue du CND pour ensuite remonter à la variabilité spatiale des bétons en conditions réelles. Les techniques de CND considérées sont choisies parmi les plus complémentaires : radar, résistivité électrique, ultrasons et rebond (scléromètre). Les résultats sont obtenus à partir d'une large campagne expérimentale effectuée sur des dalles d'un site test et sur deux ouvrages. L'analyse de la variabilité des CND a permis d'évaluer le nombre minimal de mesures nécessaire pour un niveau de confiance souhaité. D'autre part, la corrélation spatiale des données a été modélisée par l'analyse variographique. Les résultats montrent que, dans certain cas, les mesures de CND ne sont pas spatialement indépendantes. Les longueurs de corrélation identifiées dépendent de la propriété mesurée ainsi que du béton de l'ouvrage ausculté. La connaissance de ces longueurs de corrélation est un résultat nouveau qui permettra d'une part de mieux estimer la variabilité spatiale des bétons et d'autre part d'alimenter de manière plus réaliste les calculs fiabilistes des ouvrages. Elle permet également d'identifier un pas d'échantillonnage optimal sur ouvrage dans le cadre du suivi temporel ou pour effectuer des analyses complémentaires (ex. carottage, CND complémentaire ou plus fiable) et de représenter au mieux la cartographie spatiale des propriétés du béton.

Dans le cadre du projet de recherche ANR EvaDéOS, les effets de la carbonatation et des gradients de teneur en eau (gradient d'humidité) sur les techniques CND ont été étudiés. Ce travail a pour objectifs d'étudier la sensibilité des techniques de CND à évaluer ces deux indicateurs de durabilité ainsi que leur impact sur la variabilité des mesures de CND. En laboratoire, des campagnes expérimentales ont été réalisées sur corps d'épreuve ayant différentes profondeurs de carbonatation ou des gradients d'humidité. L'effet de la carbonatation a été quantifié pour certains observables : résistivité électrique, vitesse ultrasonore et rebond. En ce qui concerne la variabilité des mesures de CND, l'effet de la carbonatation est seulement notable dans le cas du béton saturé, en particulier pour la variabilité locale de la résistivité électrique et du rebond. Cet effet reste faible par rapport à l'effet du degré de saturation. Les premiers résultats montrent également que les mesures de la résistivité électrique permettraient de suivre des gradients d'humidité dans le béton.

**MOTS-CLÉS :** Béton armé, contrôle non destructif (CND), variabilité spatiale, corrélation spatiale, incertitude, combinaison, carbonatation, gradient d'humidité.

## **ABSTRACT**

The budgets assigned to the repair of structures and built heritage have reached an alarming level. A scientific approach is needed to reduce these budgets by implementing tools for a more reliable and optimal assessment of existing structures. Non-destructive testing (NDT) techniques constitute one of approaches adapted to real conditions. These techniques are based on well-known physical principles. Many companies offer their services in NDT domain today but many challenges remain. The two particular needs of structure managers are the optimization of the assessment strategy (where to measure? how many testing points? what technique(s) and what precision?) and the quantification of mechanical properties of materials or durability indicators such as the compressive strength, the carbonation depth, the moisture content. The questions are how to estimate these properties from measurements performed, and what are the accuracy and reliability of the evaluation?

This thesis is part of two French research projects: ACDC-C2D2 and ANR EVaDéOS. The main objective is to analyze the variability of non-destructive testing (NDT) measurements for assessing the spatial variability of concrete in real conditions. NDT techniques considered are chosen as being complementary: radar, electrical resistivity, ultrasonic, rebound hammer. The results are obtained from a wide campaign of measurements, which was performed on concrete slabs of a testing site and on two existing structures. The analysis of the NDT variability makes it possible to assess the necessary minimum number of measurements for a desired level of confidence. Furthermore, the spatial correlation of the data was modeled using the variogram analysis. In some cases, the results show that NDT measurements are not spatially independent. The correlation lengths identified depend on the measured property and the concrete of the structure inspected. They are a new result, which will provide on one hand a better evaluation of spatial variability of concrete and on the other hand a more realistic input of reliability calculations of structures. The correlation length allows also the identification of an optimal sampling distance on existing structure within the monitoring time or the implementation of additional analyses (eg. core, complementary or more reliable NDT) and a better representation of the spatial mapping of concrete properties.

Within the framework of the ANR EvaDéOS research project, the effects of carbonation and of moisture gradients on NDT measurements were studied. This work aims to study the sensitivity of NDT techniques for assessing these two durability indicators and their impact on the variability of NDT measurements. In laboratory, the experimental surveys were carried out on testing specimens having different depths of carbonation or moisture gradients. The effect of carbonation was quantified for several parameters: electrical resistivity, ultrasonic pulse velocity and rebound hammer. With respect to the variability of NDT measurements, the effect of carbonation is only significant in the case of saturated concrete, in particular for the local variability of electrical resistivity and rebound hammer. This effect is weak in comparison with the effect of saturation degree. The first results show also that the measurements of electrical resistivity would follow moisture gradients in concrete.

**KEYWORDS** : Reinforced concrete, non-destructive testing (NDT), spatial variability, spatial correlation, uncertainty, combination, carbonation, moisture gradient.

## LISTE DES PUBLICATIONS

- Nguyen N.T. Apport de l'étude de la variabilité spatiale des mesures non destructives en vue d'un meilleur diagnostic des ouvrages en béton armé. L'article soumis au Concours Jeunes Chercheurs, *32èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil (AUGC 2014)*, Orléans, 4-6 juin 2014, 8 p.
- Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breyse D., Bos F. Vers une optimisation du diagnostic des ouvrages en béton armé – Apport de l'étude de la variabilité spatiale des mesures non destructives. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, 2014, Vol. 66, p. 206-211.
- Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breyse D., Bos F. Assessing the spatial variability of concrete structures using NDT techniques – Laboratory tests and case study. *Construction and Building Materials* 49 (2013) 240-250.
- Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breyse D., Bos F. Non-destructive evaluation of the spatial variability of reinforced concrete structures. *Congrès Français de Mécanique (CFM 2013)*, Bordeaux, France, August 26-30, 2013, 6 p.
- Breyse D., Sbartai ZM., Nguyen N.T., Lataste J-F. Detecting and assessing spatial variability of concrete deterioration: challenges NDT are faced with. *11th International Conference on Structural Safety & Reliability (ICOSSAR 2013)*, New York, US, June 16-20, 2013, 8 p.
- Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breyse D., Bos F. Vers une fiabilisation de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé. *Travaux* N°. 893, décembre 2012, 29-31 (*Prix du jury lors des Entretiens du RGC&U*, Paris, 24 octobre 2012).
- Nguyen N.T., Sbartai ZM., Breyse D., Bos F. Évaluation non destructive des bétons par combinaison des techniques de CND – apport des probabilités conditionnelles. *XXX<sup>e</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil (AUGC 2012)*, Chambéry, 6-8 juin 2012, 9 p.
- Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breyse D., Bos F. Evaluation and modelling of concrete using NDT techniques. *ICDS12 - DURABLE STRUCTURES: from construction to rehabilitation*, Lisbon, Portugal, May 31 and June 1, 2012, 9 p.

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

ANR	Agence Nationale de la Recherche
ASTM	American Society for Testing and Materials (norme américaine)
Capa	Capacitive
CND	Contrôle Non Destructif
EQM	Erreur Quadratique Moyenne
IAEA	International Atomic Energy Agency
IE	Impact-écho
NDT	Non-Destructive Testing
NF EN	Norme Européenne (version française)
RNA	Réseaux de Neurones Artificiels
RGCU	Réseau Génie Civil et Urbain
US	Ultrason

### Principales grandeurs

$cv$	Coefficient de variation [%]
$f_{c28}$	Résistance mécanique du béton à 28 jours [MPa]
$f_c$	Résistance mécanique (mesurée) du béton [MPa]
$f_c^*$	Résistance mécanique estimée du béton [MPa]
$GPR$	Amplitude radar positive du signal direct
$GPR_n$	Amplitude radar normalisée par rapport à celle mesurée dans l'air
$HR$	Humidité relative [%]
$\rho_a$	Résistivité électrique apparente du béton [ $\Omega.m$ ]
$\rho_{a5}$	Résistivité électrique de 5 cm [ $\Omega.m$ ]
$\rho_{a10}$	Résistivité électrique de 10 cm [ $\Omega.m$ ]
$\log \rho_{a5}$	Logarithme de la résistivité électrique de 5 cm
$\log \rho_{a10}$	Logarithme de la résistivité électrique de 10 cm
$R$	Indice de rebond

$S_r$	Degré de saturation [%]
$t$	Temps
$V$	Vitesse ultrasonore (cas général) [m/s]
$V_{dir}$	Vitesse ultrasonore directe [m/s]
$V_{ind}$	Vitesse ultrasonore indirecte [m/s]
$V_P$	Vitesse des ondes ultrasonores longitudinales (onde P)
$V_S$	Vitesse des ondes ultrasonores transversales (onde S)
$V_G$	Variabilité globale
$V_L$	Variabilité locale
$\overline{V_L}$	Variabilité locale moyenne
$V_R$	Variabilité ponctuelle (Répétabilité)
$V_{SP}$	Variabilité entre éprouvettes (dalles) dans une gâchée
$w_m$	Teneur en eau massique du béton [%]
$\phi$	Porosité du béton [%]



## TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	11
CHAPITRE 1. ÉTAT DE L'ART .....	15
1.1. CONTRÔLE NON DESTRUCTIF APPLIQUÉ EN GENIE CIVIL .....	15
1.1.1. Le besoin d'ausculter par techniques de CND .....	15
1.1.2. Intérêt des techniques de CND .....	15
1.1.3. Les méthodes de CND à disposition .....	16
1.1.3.1. Inspection visuelle.....	17
1.1.3.2. Méthodes d'ondes mécaniques .....	17
1.1.3.3. Méthodes électriques.....	21
1.1.3.4. Méthodes électromagnétiques.....	23
1.1.3.5. Méthodes thermiques .....	25
1.1.3.6. Méthodes radiographiques .....	27
1.2. VARIABILITÉ SPATIALE DES BÉTONS.....	27
1.2.1. Introduction .....	27
1.2.2. Évaluation destructive de la variabilité spatiale .....	29
1.2.3. Évaluation non destructive de la variabilité spatiale .....	31
1.2.3.1. Pourquoi est-ce un problème difficile? .....	32
1.2.3.2. Échelle de la variabilité spatiale de CND .....	34
1.2.3.3. Quantification de la variabilité spatiale de CND .....	35
1.3. CORRÉLATION SPATIALE DES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS.....	37
1.3.1. Le variogramme : hypothèses de base et définition .....	39
1.3.2. Estimation du variogramme .....	42
1.3.3. Modélisation du variogramme .....	43
1.3.4. Krigeage .....	45
1.4. ÉVALUATION NON DESTRUCTIVE DES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS.....	47
1.4.1. Utilisation d'une seule technique – principe et limites .....	47
1.4.1.1. Principe .....	47
1.4.1.2. Limites .....	48
1.4.1.3. Calibration des modèles in situ .....	49
1.4.2. Combinaison des techniques de CND – principe et limites .....	51

1.4.2.1. Méthode SonReb.....	52
1.4.2.2. Méthode déterministes .....	53
1.4.2.3. Méthodes probabilistes .....	57
1.5. CONCLUSIONS .....	66
CHAPITRE 2. ÉVALUATION NON DESTRUCTIVE DE LA VARIABILITÉ SPATIALE DES BÉTONS .....	69
2.1. INTRODUCTION.....	69
2.2. EXPÉRIMENTATION EN LABORATOIRE.....	70
2.2.1. Présentation du site-test.....	70
2.2.2. Les protocoles de mesures non destructives .....	72
(a) Le radar.....	73
(b) La résistivité électrique.....	75
(c) L’ultrason.....	76
(d) Le rebond.....	78
2.2.3. Échelles de la variabilité spatiale .....	79
2.3. ÉVALUATION DE LA VARIABILITÉ SPATIALE DES BÉTONS SUR SITE TEST 80	
2.3.1. Quantification de la variabilité spatiale de CND .....	80
2.3.2. Analyse des lois de distribution de CND .....	82
(a) Pour l’échelle globale de la dalle.....	84
(b) Pour l’échelle locale de zone.....	85
2.3.3. Analyse de la convergence des mesures .....	87
2.3.4. Analyse de la variabilité spatiale des CND à différente échelles.....	89
2.3.5. Corrélation spatiale des mesures .....	90
2.3.6. Estimation du nombre minimal de mesures .....	93
2.4. INVERSION PAR COMBINAISON DES TECHNIQUES .....	95
2.4.1. Méthode SonReb.....	98
(a) Identification de la campagne dite « de référence » .....	98
(b) Évaluation des variabilités de la résistance mécanique .....	99
2.4.2. Régression multiple $CND = f(f_c, w_m)$ .....	100
(a) Identification des régressions multiples linéaires .....	101
(b) Identification des régressions multiples de puissance .....	103

(c) Analyse de la complémentarité entre les observables étudiés .....	104
(d) Choix des lois de régression multiple.....	106
(e) Évaluation des dalles du site test en utilisant les lois SENSO.....	107
(f) Application des lois identifiées pour la campagne 5 sur le site test.....	110
(g) Propagation de l'incertitude des mesures de CND .....	111
2.4.3. Évaluation probabiliste par combinaison des techniques de CND .....	112
2.5. CONCLUSIONS .....	114
CHAPITRE 3. INFLUENCE DE LA CARBONATATION ET DES GRADIENTS DE TENEUR EN EAU SUR LES MESURES DE CND.....	119
3.1. INTRODUCTION.....	119
3.2. INFLUENCE DE LA CARBONATATION.....	119
3.2.1. Rappel des mécanismes.....	119
3.2.2. Présentation du programme expérimental.....	121
3.2.3. Les protocoles de mesures non destructives .....	123
(a) sur les dalles.....	123
(b) sur le mur.....	124
3.2.4. Effet de la carbonatation sur les mesures de CND.....	124
(a) Dalles en condition saturée : .....	125
(b) Mur en conditions ambiantes de laboratoire : .....	126
(c) Dalles à l'état de saturation partielle : .....	127
(d) Évolution du contraste de résistivité.....	128
3.2.5. Effet de la carbonatation sur la variabilité spatiale des mesures de CND.....	130
(a) Analyse de la répétabilité $V_R$ .....	130
(b) Analyse de la variabilité locale $V_L$ .....	131
(c) Analyse de la variabilité entre différentes dalles $V_{SP}$ .....	133
3.2.6. Influence des conditions de mesure .....	134
3.3. INFLUENCE DES GRADIENTS DE TENEUR EN EAU.....	136
3.3.1. Présentation du programme expérimental.....	136
3.3.2. Évolution de l'humidité relative dans le béton.....	139
3.3.3. Suivi des gradients de teneur en eau par la résistivité électrique .....	141
(a) Pour la dalle C1 .....	142
(b) Pour la dalle C2 .....	143

(c) Évolution du contraste de résistivité.....	145
3.4. CONCLUSIONS .....	146
CHAPITRE 4. APPLICATIONS SUR OUVRAGES.....	149
4.1. AUSCULTATION DU PONT DE MARLY .....	149
4.1.1. Analyse de la variabilité spatiale des piles en béton armé .....	149
4.1.1.1. Inspection visuelle.....	149
4.1.1.2. Pré-auscultation de l'ensemble des piles par rebond .....	150
4.1.1.3. Pré-auscultation des piles P4 et P16 .....	151
4.1.3.4. Cohérence entre les différentes observables des techniques CND .....	152
4.1.3.5. Auscultation des piles P4 et P16 : variabilité spatiale des mesures CND.....	154
4.1.3.6. Cohérence entre pré-auscultation et auscultation.....	157
4.1.3.7. Comparatif entre variabilité spatiale des piles P4 et P16.....	159
4.1.2. Évaluation de la résistance mécanique du béton - combinaison et recalage.....	161
4.1.2.1. Évaluation en utilisant les modèles identifiés en laboratoire .....	161
4.1.2.2. Évaluation par l'utilisation de la loi SonReb .....	165
4.1.2.3. Évaluation de la résistance mécanique par régression multiple.....	168
4.1.3. Corrélation spatiale : mesure sur la pile P8.....	171
4.1.3.1. Analyse statistique des données .....	171
4.1.3.2. Analyse géostatistique des données .....	173
4.2. AUSCULTATION DES MURS DE LA CENTRALE THERMIQUE DU HAVRE.	180
4.2.1. Analyse de la variabilité spatiale des murs en béton armé.....	181
(a) Protocole de mesures .....	182
(b) Résultats .....	183
4.2.2. Corrélation spatiale : mesures sur le mur III-N.....	186
4.2.2.1. Analyse statistique des données .....	186
4.2.2.2. Analyse géostatistique des données .....	187
4.3. CONCLUSIONS .....	190
CONCLUSIONS GÉNÉRALES .....	193
RÉFÉRENCES .....	201
ANNEXES .....	218

## LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1. Types de configuration (a) direct, (b) semi-indirect et (c) indirect (Bungey 2006)...	18
Fig. 1.2. Histogrammes des fréquences relatives des populations de résistance du béton (Pozon 2011) .....	29
Fig. 1.3. Covariance $C(h)$ et variogramme $\gamma(h)$ .....	37
Fig. 1.4. Fonctions de covariance pour la porosité, tortuosité et $k_o$ sur un voile en béton .....	39
Fig. 1.5. Variogrammes de teneur en chlorure de surface ( $C_s$ ) et de coefficient de diffusion apparente ( $D_{app}$ ) sur une poutre du pont Ferrycarrig, Irlande .....	39
Fig. 1.6. Exemple de variogrammes (Baillarger 2005) .....	41
Fig. 1.7. Schéma de deux approches proposées par la norme EN 13791 pour la calibration d'un modèle (Breysse 2010, 2012b).....	50
Fig. 1.8. Nomogramme pour des courbes de (a) résistance, de (b) rebond. ....	53
Fig. 1.9. Processus d'apprentissage et fonctionnement du RNA .....	56
Fig. 1.10. Valeur de vérité pour les théories des ensembles classiques et flous.....	61
Fig. 1.11. Stratégie de recherche proposée .....	68
Fig. 2.1. Détails d'expérimentation du site test .....	71
Fig. 2.2. (a) Ordre de mesures, (b) représentation des zones de mesures sur dalle.....	72
Fig. 2.3. Coupe-temps des signaux radar sur dalle en béton armé (Klysz 2004) .....	73
Fig. 2.4. Système d'acquisition radar .....	74
Fig. 2.5. Profil radar typique sur les dalles du site test.....	74
Fig. 2.6. Dispositif de mesure de la résistivité électrique.....	75
Fig. 2.7. (a) Générateur portable Pundit7 et (b) dispositif de mesure .....	77
Fig. 2.8. Représentation des positions de mesures dans une zone.....	77
Fig. 2.9. Scléromètre SCHMIDT 2000 .....	78
Fig. 2.10. Représentation des positions de mesure (a) sur éprouvette, (b) sur une zone du site test.....	79
Fig. 2.11. Distributions de mesures de CND à l'échelle globale (cas de la dalle D1) .....	85
Fig. 2.12. Représentation des positions de mesures .....	86
Fig. 2.13. Distributions de mesures de CND à l'échelle locale.....	86
Fig. 2.14. Intervalles de confiance de la moyenne en fonction de du nombre de mesures : (a) résistivité électrique, (b) vitesse ultrasonore indirecte, (c) rebond.....	88
Fig. 2.15. Distributions cumulatives des incertitudes de CND à différentes échelles.....	89

Fig. 2.16. Variogrammes expérimentaux et modèles d'ajustement pour (a) le radar, (b) la résistivité électrique, (c) l'ultrason et (d) le rebond sur la dalle D1 .....	92
Fig. 2.17. Variation du niveau de confiance sur l'évaluation de la moyenne en fonction du nombre de mesures .....	94
Fig. 2.18. Relation entre teneur en eau et résistance : (a) campagne 2, (b) campagne 5.....	97
Fig. 2. 19. (a) Variogramme et (b) carte de $f_c^*$ estimée par le modèle SonReb de la dalle D1100	
Fig. 2.20. Surfaces de réponse linéaires des observables en fonction de la résistance à la compression et de la teneur en eau massique .....	102
Fig. 2.21. Surfaces de réponse de puissance des observables en fonction de la résistance à la compression et de la teneur en eau massique .....	104
Fig. 2.22. Exemple de la courbe d'intersection entre la surface de réponse et la valeur mesurée (cas de la vitesse ultrasonore).....	104
Fig. 2.23. Évaluation des propriétés du béton par la combinaison des techniques en utilisant (a) les lois linéaires, (b) les lois de puissances .....	106
Fig. 2.24. Cohérence entre la mesure et la régression multiple identifiée du rebond.....	107
Fig. 2.25. Application des lois SENSO sur le site test .....	108
Fig. 2.26. Calibration des lois SENSO avec la campagne 2 faite sur le site test.....	109
Fig. 2.27. Évaluation des propriétés des bétons du site test par la combinaison des techniques lors de la campagne 2 .....	109
Fig. 2.28. Évaluation des propriétés des bétons du site test par la combinaison des techniques lors de la campagne 5 .....	110
Fig. 2.29. Distribution des probabilités de la résistance mécanique en fonction de la teneur en eau massique (cas de la dalle D5 lors de la campagne 5).....	112
Fig. 2.30. Distribution des probabilités de la résistance mécanique en fonction de la teneur en eau massique.....	113
Fig. 2.31. Distribution des probabilités (a) de la résistance mécanique et (b) de la teneur en eau massique selon la fusion bayésienne.....	114
Fig. 3.1. Progression de la carbonatation (OXAND 2002) .....	120
Fig. 3.2. Dalles du béton C1 en condition saturé.....	121
Fig. 3.3. (a) Géométrie et (b) plan de ferrailage du mur .....	123
Fig. 3.4. Représentation des positions de mesures sur chaque dalle pour (a) résistivité et vitesse indirecte, (b) rebond.....	123
Fig. 3.5. Comparaison des mesures de CND sur dalles entre deux états de saturation.....	128
Fig. 3.6. Contraste de résistivité en fonction de la profondeur de carbonatation .....	129
Fig. 3.7. Schéma de la densité de courant en fonction de la profondeur de carbonatation ...	129

Fig. 3.8. Comparaison de la $V_R$ de résistivités électriques entre deux campagnes .....	130
Fig. 3.9. Comparaison de la $V_R$ de la vitesse ultrasonore indirecte entre deux campagnes ...	131
Fig. 3.10. Comparaison de la $V_L$ de résistivités électriques sur les mêmes dalles entre deux états de saturation .....	132
Fig. 3.11. (a) $V_L$ moyenne de vitesse ultrasonore sur le béton saturé, (b) comparaison de la $V_L$ de vitesse ultrasonore sur les mêmes dalles entre deux états de saturation.....	132
Fig. 3.12. (a) $V_L$ moyenne de rebond sur le béton saturé, (b) comparaison de la $V_L$ de rebond sur les mêmes dalles entre deux états de saturation.....	133
Fig. 3.13. Variabilités entre différentes dalles en fonction de la profondeur de carbonatation .....	134
Fig. 3.14. Comparaison des mesures de CND sur mêmes dalles en condition saturée entre deux différentes campagnes.....	135
Fig. 3.15. Génération du gradient de teneur en eau dans les dalles.....	137
Fig. 3.16. Représentation des positions de capteurs et des points de mesures .....	138
Fig. 3.17. Évolution de l'HR à différentes hauteurs en fonction du temps dans les dalles C1 et C2 .....	140
Fig. 3.18. Humidité relative en fonction de la hauteur étudiée : (a) dalle C1, (b) dalle C2 ...	141
Fig. 3.19. Résistivités électriques mesurées sur deux faces de la dalle C1 .....	143
Fig. 3.20. Résistivités électriques mesurées sur deux faces de la dalle C2 .....	144
Fig. 3.21. Contraste de résistivités en fonction du temps d'imbibition.....	145
Fig. 4.1. Pont de Marly, près de Valenciennes, France .....	149
Fig. 4.2. Peintures et défauts sur les surfaces auscultées.....	150
Fig. 4.3. Pré-auscultation de l'ensemble des piles par rebond .....	150
Fig. 4.4. Représentation des mailles de pré-auscultation sur les piles P4 et P16 .....	151
Fig. 4.5. Corrélation entre les observables mesurées .....	153
Fig. 4.6. Représentation des zones d'auscultation sur les piles P4 et P16 .....	154
Fig. 4.7. Représentation des positions de mesures dans les mailles d'auscultation .....	155
Fig. 4.8. Illustration de la cohérence des mesures de pré-auscultation et d'auscultation.....	158
Fig. 4.9. Écart de (a) vitesse et (b) rebond entre pré-auscultation et auscultation.....	159
Fig. 4. 10. Variation du cv pour chaque observable des piles P4 et P16.....	160
Fig. 4.11. Variabilité entre les deux piles pour l'ensemble des observables.....	161
Fig. 4.12. EQM de la résistance mécanique en fonction du nombre d'éprouvettes utilisé lors de la calibration des modèles.....	163

Fig. 4.13. Comparaison entre les valeurs estimées par les modèles de laboratoire et les résistances mesurées sur les carottes .....	164
Fig. 4.14. Variabilité de la résistance mécanique estimée en utilisant les modèles de laboratoire à différentes échelles .....	165
Fig. 4.15. Comparaison entre les valeurs estimées par les modèles SonReb et les résistances mesurées sur les carottes.....	167
Fig. 4.16. Variabilité de la résistance mécanique estimée par le modèle SonReb à différentes échelles .....	168
Fig. 4.17. Comparaison entre les valeurs estimées par les modèles de régression multiple et les résistances mesurées sur les carottes.....	169
Fig. 4.18. Variabilité de la résistance mécanique estimée par régressions multiples à différentes échelles .....	170
Fig. 4.19. Comparaison des écart-types de résistance mécanique dans les zones d'auscultation et sur piles : (a) loi SonReb, (b) modèles de régression multiple.....	171
Fig. 4.20. Maillage utilisé pour les mesures de corrélation spatiale.....	172
Fig. 4.21. Distribution cumulative (a) de la vitesse ultrasonore indirecte et (b) du rebond ...	173
Fig. 4.22. Variogrammes de (a) vitesse ultrasonore indirecte et de (b) rebond.....	174
Fig. 4.23. Carte reconstruite par krigeage de la vitesse ultrasonore indirecte.....	176
Fig. 4.24. Carte reconstruite par krigeage du rebond .....	176
Fig. 4.25. EQM de la vitesse ultrasonore indirecte et du rebond en fonction du pas d'échantillonnage.....	177
Fig. 4.26. Carte de la résistance estimée sur la pile P8 .....	178
Fig. 4.27. Carte de la résistance mécanique estimée sur la pile P8 .....	179
Fig. 4.28. EQM de la résistance mécanique en fonction du pas d'échantillonnage .....	179
Fig. 4.29. Vue aérienne de la zone choisie avec des murs d'âges différents.....	180
Fig. 4.30. Repérage des mailles auscultées sur le mur I-N.....	181
Fig. 4.31. Repérage des mailles auscultées sur le mur III-N.....	182
Fig. 4.32. Représentation des quatre positions de mesure par maille.....	182
Fig. 4.33. Photo du mur IV-Sud avec la délamination du béton .....	184
Fig. 4.34. Distribution cumulative et variabilité relative pour : (a) la résistivité électrique de 5 cm, (b) vitesse indirecte et (c) rebond. ....	185
Fig. 4.35. Profil des mailles étudiées sur le mur III-N .....	186
Fig. 4.36. Variogrammes et modèles d'ajustement des observables N° 5, 7, 9, 11 .....	188
Fig. 4.37. Variogrammes et modèles d'ajustement des observables N° 8, 10, 14, 15, 19, 20	189

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Permittivité réelle des matériaux de construction.....	24
Tableau 1.2. cv de la résistance à la compression sur site.....	30
Tableau 1.3. cv des propriétés sur l'ensemble de mesures (Aït-Mokhtar 2013).....	31
Tableau 1.4. cv des vitesses ultrasonores en laboratoire et sur site.....	36
Tableau 1.5. cv de rebond en laboratoire et sur site .....	36
Tableau 1.6. Fonctions de modèles théoriques.....	44
Tableau 1.7. Nombre des modèles existants pour estimer la résistance du béton.....	49
Tableau 1.8. Avantages et inconvénients des représentations de l'incertain (Pollard 2010) ...	65
Tableau 2.1. Caractéristiques des bétons du site test.....	71
Tableau 2.2. Variabilité spatiale de CND sur des bétons à 28 jours : moyenne (m) et coefficient de variation (cv en %)......	81
Tableau 2.3. Résumé des lois de distribution de CND à l'échelle globale de la dalle .....	85
Tableau 2.4. Découplage du nombre de mesures par zone et par dalle.....	87
Tableau 2.5. Résultats du test de Fisher (cas de la dalle D1) .....	90
Tableau 2.6. Caractéristiques des variogrammes (cas de la dalle D1) .....	91
Tableau 2.7. cv des techniques de CND et leurs nombres minimaux de mesures à différentes échelles .....	95
Tableau 2.8. Synthèse des résultats de cinq campagnes de mesure .....	97
Tableau 2.9. Synthèse de l'EQM à différents étapes de calibration.....	98
Tableau 2.10. Variabilité de $f_c$ estimée par le modèle SonReb à différentes échelles .....	99
Tableau 2.11. Identification des régressions multiples linéaires .....	102
Tableau 2.12. Identification des régressions multiples de puissance .....	103
Tableau 2.13. Calibration des lois SENSO sur le site test.....	108
Tableau 3.1. Caractéristiques des bétons en condition saturée.....	122
Tableau 3.2. Résultats des mesures de CND sur dalles saturées.....	125
Tableau 3.3. Résultats des mesures de CND sur le mur en conditions ambiantes .....	126
Tableau 3.4. Résultats des mesures de CND sur dalles en saturation partielle .....	127
Tableau 3.5. Résultats des mesures de CND sur dalles re-saturées .....	135

Tableau 3.6. Profondeurs des capteurs par rapport à la face d'imbibition .....	138
Tableau 3.7. Résistivités électriques en fonction du temps (cas de la dalle C1).....	142
Tableau 3.8. Résistivités électriques en fonction du temps (cas de la dalle C2).....	144
Tableau 4.1. Résultats de pré-auscultation des piles P4 et P16.....	152
Tableau 4.2. Choix des zones d'auscultation .....	154
Tableau 4.3. Résultats d'auscultation : moyenne (m) et coefficient de variation (cv en %).	156
Tableau 4.4. Résistance estimée des piles après la calibration du modèle.....	166
Tableau 4.5. Caractéristiques des murs auscultés.....	180
Tableau 4.6. Résultats d'auscultation : moyenne (m) et coefficient de variation (cv en %).	183
Tableau 4.7. Résultats des mesures effectuées sur le profil d'auscultation du mur III-N.....	187
Tableau 4.8. Caractéristiques des variogrammes du mur III-N.....	187

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

De nos jours, le béton est un des matériaux de construction les plus usuels. Ce matériau, outre ses nombreux avantages, évolue et réagit avec son environnement. En effet, au cours du temps, les ouvrages en béton armé développent de nombreuses pathologies (corrosion des aciers, gel-dégel, fluage, réactions chimiques, etc.). Sous l'action de ces agressions physico-chimiques, ce dernier se dégrade et présente alors des désordres allant de la simple fissure à la détérioration structurale grave. La majorité des infrastructures nationales ont été construites avec ce matériau et cela depuis plus d'une cinquantaine d'années. Ce patrimoine national est donc vieillissant ce qui nécessite un entretien et un suivi régulier. Cependant, les budgets alloués à la maintenance des ouvrages de ce patrimoine bâti n'ont cessé d'augmenter et par conséquent ils ont atteint un niveau alarmant. Une démarche scientifique rigoureuse est donc nécessaire pour réduire ces budgets par la mise en place d'outils visant à optimiser et fiabiliser le diagnostic structural des ouvrages.

Les méthodes de contrôle non destructif (CND) constituent l'une des voies adaptées pour une évaluation à grand rendement. En effet, le CND permet de donner des informations quantitatives sur la totalité de la surface auscultée et de limiter ainsi le nombre de prélèvements. Ces techniques de CND reposent sur des principes physiques bien connus et les sociétés de service en proposent aujourd'hui un emploi courant, mais de nombreux verrous subsistent :

- Quel est l'impact de la variabilité du matériau et l'incertitude des mesures CND sur l'évaluation et le diagnostic des ouvrages ?
- Comment mieux évaluer la distribution spatiale des propriétés du matériau ?
- Comment optimiser la stratégie de reconnaissance (où mesurer ? en combien de points ? avec quelle(s) technique(s) et quelle précision) ?
- Comment déduire les propriétés du matériau et les indicateurs de durabilité (résistance à la compression, l'épaisseur carbonatée, le taux d'humidité) ? Et quelles sont la précision et la fiabilité de l'évaluation ?

Les réponses à ces questions restent un enjeu économique majeur pour les gestionnaires d'ouvrages, et un challenge pour la recherche appliquée dans le domaine du contrôle non destructif des structures en béton armé. C'est dans ce contexte que deux projets nationaux de recherche ont émergés et cette thèse s'intègre dans le cadre de ces deux projets :

- ACDC-C2D2 est un projet de recherche financé par le Réseau Génie Civil et Urbain (RGCU) du Ministère de l'Environnement, du Ministère du Développement Durable, des Transports et du Logement. Ce projet est la continuité du projet ANR SENSO qui a montré l'intérêt de la combinaison des techniques de CND et les difficultés liées à l'utilisation de ces mesures sur un ouvrage réel. L'objectif principal du projet ACDC-C2D2 est de transférer les développements du laboratoire sur site. Ce transfert est basé

sur un ajustement des modèles de calibration du laboratoire ainsi que l'étude de la variabilité des bétons sur ouvrages. Il a également comme objectifs de développer les techniques de mesures non destructives et la rédaction de recommandations pour mettre en places des protocoles de mesures.

- EvaDéOS est un projet de recherche ANR coordonné par le Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC). Ce projet vise à proposer une méthodologie globale de suivi des structures en béton armé intégrant les phases de l'évaluation, du diagnostic d'état, du pronostic et de la prise de décision en regroupant des partenaires spécialistes de ces différentes phases autour des gestionnaires. Cette méthodologie requiert la connaissance de la variabilité spatiale et temporelle des grandeurs évaluées. Les résultats des modèles prédictifs qui seront utilisés pour la construction du processus de décision, seront traduits en termes d'indices de dégradation, préalablement définis en accord avec les besoins et les pratiques des gestionnaires. Le travail développé dans cette thèse s'intègre dans la tâche 3 qui a pour objectif d'étudier l'effet de la carbonatation et du gradient d'humidité sur les mesures des techniques de CND. L'analyse de la variabilité spatiale a été également étudiée sur deux ouvrages (2 balcons d'un bâtiment et un mur d'une centrale thermique).

### **Objectifs de la thèse**

L'objectif principal de cette thèse est d'analyser la variabilité issue du CND pour ensuite remonter à la variabilité spatiale des bétons en conditions réelles. Les techniques de CND considérées dans cette étude sont choisies parmi les plus complémentaires : radar, résistivité électrique, ultrason et rebond (scléromètre). Pour développer cette étude, une large campagne expérimentale a été effectuée sur des dalles d'un site test et sur deux ouvrages. L'analyse de la variabilité des mesures de CND permettra d'évaluer le nombre minimal de mesures nécessaire pour un niveau de confiance souhaité. D'autre part, l'analyse originale de cette thèse est la prise en compte de la corrélation spatiale entre les mesures de CND. En effet, la majorité des études sur la variabilité des mesures de CND considèrent une indépendance spatiale des observables. Cependant, cette hypothèse n'a pas été validée et quelques études montrent au contraire que dans certains cas, les mesures de CND ou les propriétés du matériau béton, présentent une structuration spatiale. Cette dernière a été très peu abordée et nécessite encore des études complémentaires pour mieux comprendre la variabilité spatiale des bétons. La connaissance de ces longueurs de corrélation est un résultat nouveau qui permettra d'une part de mieux estimer la variabilité spatiale des bétons et d'autre part d'alimenter de manière plus réaliste les calculs fiabilistes des ouvrages. Elle permettra également d'identifier un pas d'échantillonnage optimal sur ouvrage dans le cadre du suivi temporel ou pour effectuer des analyses complémentaires (ex. carottage, CND complémentaire ou plus fiable) et de représenter au mieux la cartographie spatiale des propriétés du béton.

Les résultats du projet ANR SENSO ont montré l'intérêt de combiner plusieurs observables CND. En effet, cette approche permet de découpler les effets (ex. effets combinés

de l'humidité et des propriétés mécaniques sur les mesures acoustiques) et de réduire l'incertitude de l'évaluation. Dans cette thèse, une étude comparative sera effectuée entre les différentes approches de combinaison (SonReb, régression multiple) avec l'analyse de l'effet du nombre de mesures, la forme du modèle ainsi que la procédure de recalage. L'identification d'une campagne de référence sera également abordée pour tester la possibilité d'effectuer des essais  $T_0$  à la réalisation de l'ouvrage afin de l'utiliser comme référence plus tard dans les futures campagnes d'évaluation et de suivi de l'ouvrage. L'analyse de la fiabilité de l'inversion et donc du diagnostic sera abordée par la prise en compte des variabilités identifiées et modélisées dans les étapes précédentes. La méthodologie consistera à propager ces incertitudes, après des simulations Monte-Carlo, dans la procédure d'inversion et de recalage et d'utiliser l'opérateur de combinaison bayésienne afin de remonter à l'incertitude sur l'évaluation de l'indicateur.

Dans le cadre du projet de recherche ANR EvaDéOS, les effets de la carbonatation et des gradients de teneur en eau (gradient d'humidité) sur les techniques CND ont été étudiés. Ce travail a pour objectifs d'étudier la sensibilité des techniques de CND à évaluer ces deux indicateurs de durabilité ainsi que leur impact sur la variabilité des mesures de CND. En laboratoire, des campagnes expérimentales ont été réalisées sur corps d'épreuves ayant différentes profondeurs de carbonatation ou des gradients d'humidité. L'effet de la carbonatation a été quantifié pour certains observables : résistivité électrique, vitesse ultrasonore et rebond.

Enfin, la réalisation de la procédure développée, sur un site test ainsi que sur quelques ouvrages, nous amènera à proposer des protocoles de mesures optimisées et une stratégie efficace de mesures sur site pour une meilleure évaluation des indicateurs des bétons. La stratégie proposée pourrait par la suite être développée pour mettre en place des guides voire des outils d'aide à la décision pour permettre aux gestionnaires d'optimiser leur stratégie de suivi du patrimoine bâti.

### **Présentation du mémoire**

Ce mémoire comporte une partie (chapitre 1) traitant l'état actuel des connaissances et du besoin en termes de développement de CND et de méthodologies du diagnostic in-situ.

Dans le chapitre 2, nous présenterons l'étude expérimentale de la variabilité des bétons (description des techniques de CND utilisées ainsi que le site test et les bétons étudiés, le protocole des mesures, les procédures d'analyse de la variabilité locale et spatiale ainsi que les différentes approches de combinaison des techniques CND).

Le chapitre 3 est consacré à l'étude expérimentale de l'effet de la carbonatation et des gradients d'humidité sur les mesures de CND. Ce travail a été réalisé dans le cadre du projet EvaDéOS et a comme objectif de qualifier le potentiel des techniques de CND à identifier ces deux indicateurs mais aussi de quantifier leur effet sur la variabilité des mesures.

Le chapitre 4 décrit deux études de cas concrets (le pont de Marly et les murs de la centrale thermique du Havre). Ce chapitre est consacré au transfert sur site de la méthodologie d'évaluation des bétons par technique de CND. Les ouvrages sites testés seront présentés ainsi que la procédure de mesures, d'analyse des données et les résultats les plus pertinents.

Enfin, une discussion sur les conclusions et les perspectives de ce travail est détaillée après le chapitre 4. Nous proposerons également un descriptif de la stratégie retenue pour d'auscultation des ouvrages en béton armé par techniques de CND.

## CHAPITRE 1. ÉTAT DE L'ART

### 1.1. CONTRÔLE NON DESTRUCTIF APPLIQUÉ EN GENIE CIVIL

#### 1.1.1. Le besoin d'ausculter par techniques de CND

La France, comme l'ensemble des pays occidentaux, est dotée d'infrastructures vieillissantes. La maîtrise des risques dus au vieillissement et l'optimisation des budgets d'entretien est un enjeu essentiel pour les gestionnaires. Ils doivent donc disposer d'une image précise et fidèle de l'état des ouvrages, afin de programmer leurs actions (travaux de sécurisation, de jouvence ou de remise à niveau, restrictions éventuelles d'utilisation). Les méthodes de contrôle non destructif (CND) constituent l'une des voies adaptées pour établir et actualiser cette connaissance au fil du temps. Ces techniques reposent sur des principes physiques bien connus (propagation d'ondes mécaniques ou électromagnétiques, mesures de champs électriques, etc.) et les sociétés de service en proposent aujourd'hui un emploi courant, mais de nombreux verrous subsistent.

Les deux besoins majeurs sont celui de l'optimisation de la stratégie de reconnaissance (où mesurer ? en combien de points ? avec quelle(s) technique(s) ?) et celui de la quantification des propriétés mécaniques, telles que le module élastique ou la résistance à la compression (comment déduire ces propriétés des mesures faites ? quelle est la précision ?). Fiabiliser les techniques, définir des stratégies efficaces d'investigation (avec la possibilité de combiner plusieurs techniques) et des procédures de recalage sont donc des enjeux essentiels.

Une des questions essentielles abordées est celle de la variabilité spatiale et temporelle des mesures : en quoi est-elle représentative d'un réel contraste (entre zones saines et zones altérées par exemple), ou due à d'autres facteurs (imprécision des mesures, effets de facteurs influents mal contrôlés, etc.) ? Accéder à la variabilité du matériau permet en outre d'optimiser le nombre de mesures, mais aussi d'envisager une réévaluation plus juste de la capacité de l'ouvrage, en employant des modèles probabilistes de recalcul (Nguyen 2012c).

#### 1.1.2. Intérêt des techniques de CND

Lors de l'évaluation d'un ouvrage réel en béton, les essais destructifs sur prélèvements (carottes) ont l'avantage de fournir des données mécaniques, physiques ou chimiques qui sont directement exploitables. Toutefois, il existe les limitations de cette solution directe :

- Il n'est pas toujours possible de réaliser des prélèvements, soit pour des raisons d'accessibilité, soit pour des raisons de sensibilité de l'ouvrage (ex. une centrale nucléaire).

- L'évaluation acquise sur carottes est locale. Elle ne peut pas être généralisée sans hypothèse supplémentaire pour une évaluation globale et pertinente à grande échelle de l'ouvrage ausculté.
- Les prélèvements peuvent être réalisés au hasard dans les zones qui ne sont pas forcément représentatives des indicateurs (propriétés utiles) à évaluer.

Les limitations liées aux prélèvements, à la fois pratiques et analytiques, justifient l'intérêt des techniques de CND pour l'auscultation des ouvrages réels, donc l'évaluation des propriétés du matériau. Ces techniques sont adaptées aux conditions de mesures sur site. Elles sont généralement rapides à mettre en œuvre et d'un coût raisonnable. Les objectifs de ces techniques peuvent être classés (Breysse 2008a):

- (i) détecter un défaut, une des propriétés de petite échelle d'éprouvettes à grande échelle d'ouvrages.
- (ii) établir un classement des éléments (zones) d'un ouvrage ou entre ouvrages, fournissant un panorama de l'ouvrage.
- (iii) quantifier les propriétés, par exemple sur des éventuelles zones à problème en prélevant des carottages.

Ainsi, la détection, le classement et la quantification peuvent être considérés comme trois niveaux d'exigence, le dernier étant le plus sévère (Breysse 2009).

### **1.1.3. Les méthodes de CND à disposition**

En génie civil, les techniques de CND sont utilisées depuis de nombreuses années pour l'auscultation du béton, mais elles ne sont pas encore totalement reconnues sur leur capacité, leur précision et leur fiabilité. Plusieurs synthèses sont réalisées (Davis 1998, IAEA 2002, Malhotra 2004) fournissant les informations générales et les applications principales des techniques. Les études récentes se font en continu pour la maîtrise des techniques, notamment pour l'auscultation d'ouvrages réels de grandes dimensions sous des contraintes pratiques (ex. budget, temps, niveau de précision).

Les experts français du domaine se sont mobilisés depuis une dizaine d'années sur les problématiques de CND. Après avoir rédigé un état de l'art collectif sur les possibilités des techniques (Breysse 2005), ils se sont engagés dans des projets collaboratifs de recherche SENSO (SENSO 2009, Balayssac 2012), ACDC-C2D2 (2010-2013), EvaDéOS. Ils coordonnent aussi une réflexion internationale très active sur les mêmes thèmes, au sein de la RILEM (Breysse 2012a). Mais, l'évaluation des propriétés du matériau reste un défi, du fait des multiples phénomènes qui induisent des perturbations lors des mesures sur les ouvrages et du caractère intrinsèquement variable des bétons, composites constitués de matériaux naturels extrêmement divers.

Les techniques de CND appliquées aujourd'hui pour l'auscultation des ouvrages en béton armé peuvent être classées en six groupes principaux qui sont décrits dans les paragraphes suivants. Nous visons à présenter le principe, les applications attendues, les paramètres d'exploitation de certaines techniques utilisées dans le cadre de thèse telles que l'ultrason, le rebond, la résistivité électrique et le radar. Il est indispensable de préciser les avantages, les limitations de chaque technique, et les normes ou recommandations disponibles lors de l'opération de mesure.

### **1.1.3.1. Inspection visuelle**

L'inspection visuelle est le premier moyen de contrôle non destructif à la reconnaissance et au diagnostic d'ouvrages en béton armé. Elle permet de fournir immédiatement des données utiles et globales sur le degré de détérioration visible, comme l'écaillage des surfaces de béton, l'apparition de la fissuration et des défauts, la corrosion avancée des armatures, etc. Les données observées peuvent être utilisées dans les méthodes d'aides à la décision afin d'établir un diagnostic global d'un ouvrage ou d'un parc d'ouvrages (Taillandier & Sbartai 2013).

Les inspections visuelles peuvent être effectuées aujourd'hui par des appareils photographiques, ainsi que l'interprétation par des méthodes d'analyse d'image. La technologie a repoussé les limites de l'inspection visuelle par l'observateur humain. Dans certains cas, il est nécessaire de faire l'inspection visuelle par la photographie, par exemple dans une ambiance nucléaire ou un climat inclément. La topographie est aussi un moyen d'inspection, qui permet de suivre les déplacements ou les déformations d'un ouvrage. Mais, la seule inspection visuelle n'est pas en mesure d'évaluer la résistance ou les dégradations internes de la structure. A l'étape de pré-auscultation, l'inspection visuelle peut s'accompagner de l'emploi de techniques de CND simples, tels que le scléromètre et/ou l'ultrason (Kenai 2003).

### **1.1.3.2. Méthodes d'ondes mécaniques**

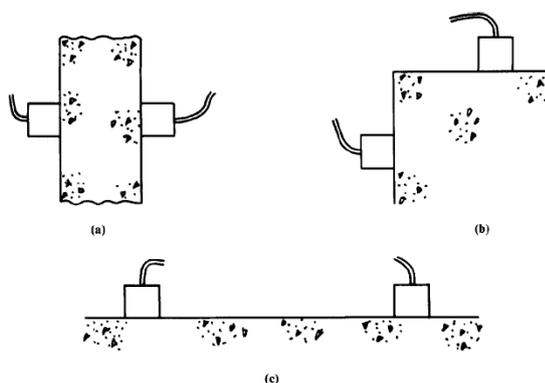
Ces méthodes sont fondées sur l'analyse soit en temps soit en fréquence du signal issu d'une onde mécanique de base fréquence, typiquement inférieure à 300 KHz, qui se propage à travers ou en surface d'un matériau. En génie civil, les techniques disponibles sont listées comme suivantes : l'ultrason, l'impact-écho, l'émission acoustique, les ondes de surface, la tomographie sismique, et plus localement le rebond. Parmi eux, le contrôle par ultrasons (auscultation sonique), l'impact-écho, l'émission acoustique et le rebond sont les techniques les plus usuelles depuis de nombreuses années (ex. à partir d'années de 1950 pour la technique de rebond). Les autres techniques sont également étudiées pour l'auscultation des structures en béton, par exemple la tomographie sismique (Kharrat 1997, Côte 1988) ou les ondes de surface (Hevin 1998, Al Wardany 2005), mais elles sont encore moins utilisées sur

site (Garnier 2005). Les techniques d'ondes de surface sont développées à l'aide de dispositifs automatisés permettant d'ausculter sans contact (Piwakowski 2008, Abraham 2012).

Les techniques par la propagation d'ondes mécaniques permettent de suivre la maturité du matériau, de déterminer le degré de son homogénéité, et détecter des défauts (fissures, vides, etc.). Elles sont sensibles aux propriétés mécaniques telles que la résistance à la compression, le module d'élasticité, et aussi à certaines propriétés physiques (ex. saturation, porosité). En France, dans le cadre de projets nationaux collaboratifs, ces techniques sont couramment utilisées, soit en laboratoire (SENSO 2009), soit sur ouvrages réels (C2D2, EvaDéOS). Les propriétés mécaniques et physiques du matériau sont évaluées en termes de valeur moyenne, en recalant des mesures de CND par prélèvements. Il est possible aujourd'hui de combiner des techniques dans le même groupe d'ondes mécaniques ou entre différents groupes des techniques, afin de qualifier une évaluation adaptant aux exigences (ex. niveau de confiance, budget modéré). La combinaison entre ultrason et rebond est déjà reconnue pour une évaluation non destructive de la résistance mécanique du béton sur site (Pessiki 2003, Samarin 2004, Breysse 2012b). La suite de ce paragraphe les détaille :

### (a) L'ultrason

Les ondes ultrasonores, qui sont des vibrations mécaniques prenant naissance et se propageant dans tout le matériau ayant une certaine élasticité. Les techniques ultrasonores sont largement utilisées pour le contrôle des bétons ordinaires, mais aussi pour les bétons spéciaux comme autoplaçant et le béton fibré à ultra haute performance (Bian 2009). Le matériel est constitué d'un générateur couplé à deux transducteurs piézoélectriques (émetteur – récepteur) et d'un oscilloscope numérique en option permettant d'enregistrer des signaux de mesure. Il est possible aujourd'hui de réaliser des mesures sur site à l'aide d'un matériel portable tel que le PUNDIT (Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester). La mesure est essentiellement basée sur la transmission d'onde ultrasonore et la mesure de son temps de transfert. Trois types de configuration de deux transducteurs peuvent être utilisés, et sont illustrés dans la figure 1.1 : (a) direct, (b) semi-direct, et (c) indirect. Il n'est donc pas nécessaire d'avoir accès à deux faces. Le matériau peut être ausculté en surface et à cœur, dépendant du type de configuration.



**Fig. 1.1. Types de configuration (a) direct, (b) semi-indirect et (c) indirect (Bungey 2006)**

Physiquement, les ondes longitudinales (onde P), transversales (onde S) et de Rayleigh sont les principales types de propagation ultrasonore. Les ondes P et S sont appelées ondes de volume. Les ondes P sont plus rapides que les ondes S. Elles sont définies pour un milieu infini du matériau traversé. D'autres types d'ondes apparaissent lorsque la présence de conditions aux limites liées au caractère fini du milieu. L'onde de Rayleigh résulte d'interférences des ondes P et S, et apparaît dans un milieu semi infini au voisinage de la surface libre. Sa propagation est une combinaison de vibrations (déplacement des particules élémentaires) de compression et de cisaillement. Les vibrations de cisaillement sont plus importantes que celles de compression, notamment au voisinage de la surface. Son amplitude est décroissante en fonction de profondeur d'investigation. L'onde de Rayleigh est plus lente que les ondes de volume P et S. De plus, les autres types d'ondes telles que les ondes de Lamb, de Love, de Stoneley et de Scholte sont également citées dans la littérature. Elles se distinguent par la nature de l'interface entre deux milieux différents.

Une mesure par ultrasons peut être exploitée, soit par la vitesse (célérité) de propagation, soit par l'atténuation de l'amplitude d'ondes. La mesure de vitesse est la plus couramment utilisée en laboratoire et sur site. Dans un milieu élastique infini, les ondes se propagent en deux modes P et S, donc ses vitesses ( $V_P$ ,  $V_S$ ) dépendent des propriétés mécaniques des matériaux. Il est possible de démontrer que ces vitesses dépendent du module d'élasticité  $E$ , du coefficient de Poisson  $\nu$ , et de la densité  $\rho$  (masse volumique) (Éq. 1.1). En réalité, la méthode de détermination de la vitesse des ondes ultrasonores dans le béton est défini par les normes EN 12504-4 et ASTM C597. La vitesse ultrasonore peut être liée aux propriétés mécaniques du béton (ex. résistance à la compression) en utilisant des corrélations empiriques. Une procédure de la détermination de ces corrélations est décrite dans la norme EN 13791 : 2007. Par contre, la mesure d'atténuation est essentiellement réalisée en laboratoire, qui permet aussi de caractériser les évolutions du béton, notamment lors de son jeune âge, ou en cas d'endommagement.

$$\begin{cases} V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \\ V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \end{cases} \quad (1.1)$$

Concernant la fiabilité d'évaluation des propriétés du béton, il est nécessaire de préciser des problèmes rencontrés de quatre ordres : la mise en œuvre, l'étalonnage de la mesure, l'interprétation des données, l'exploitation des résultats (Garnier 2005). Lors de la mise en œuvre, la vitesse mesurée peut être affectée par plusieurs facteurs tels que le gel couplant influençant la répétabilité des mesures, le type de transducteur, la présence d'armatures, les conditions de mesures (ex. humidité, température), les conditions latérales du milieu traversé, etc. (Garnier 2012).

### **(b) Le rebond**

Le rebond est une technique simple, très économique pour le contrôle du béton utilisée depuis les années 1950. Le principe est basé sur la mesure de dureté du béton à la surface auscultée. On considère que la dureté est liée directement à la résistance mécanique du béton. Elle est également évaluée comme une propriété dépendant de l'âge du béton, du rapport eau/ciment et de la profondeur de carbonatation (Szilágyi 2011). Cette technique est continuellement utilisée dans des études récentes sur l'évaluation des bétons (Ismail 2010, Rojas-Henao 2012, Breysse 2012b, Nguyen 2013). Cette technique peut être combinée avec d'autres techniques non destructives (ex. ultrason) ou semi-destructives (Capo-Test, Lok-Test) pour des analyses fiabilistes.

Les mesures de rebond sont effectuées à l'aide d'un scléromètre industriel de type marteau SCHMIDT. La tige métallique du scléromètre est perpendiculairement appuyée sur le point de mesure, en comprimant un ressort. Le ressort fournit une masse dans la tige, qui rebondit à la surface du béton et entraîne dans son retour un curseur permettant de déterminer la valeur de rebond. L'état de scléromètre doit être contrôlé lors de la mesure. La mesure est normalisée par les normes NF EN 12504-2 et ASTM C805.

Les mesures de rebond sont très locales. Il est nécessaire d'avoir plusieurs mesures, normalement plus de 10 mesures sur une petite zone ou une éprouvette cubique de 15 cm ou cylindrique 16x32 cm. La valeur mesurée est en fonction de la nature du béton (ciment, granulat, etc.), de la teneur en eau dans le béton (l'état de saturation) et de la profondeur de carbonatation (Szilágyi 2011). Le bruit des mesures provient de plusieurs facteurs tels que l'angle d'inclinaison du scléromètre par rapport à la surface, l'état de surface (nids, délaminages, fissures ouvertes, traces d'eau, etc.), l'épaisseur de la structure, la présence d'armatures affleurées au-dessous des points de mesure, la fixation d'éprouvette sur la presse. Le rebond permet de déterminer le degré d'homogénéité et de déduire la résistance à la compression du béton en utilisant des corrélations empiriques. La résistance estimée par des mesures de rebond sur site doit être calibrée conformément à la norme européenne EN 13791 : 2007, par des essais de compression sur prélèvements en laboratoire.

### **(c) L'impact-écho**

La technique d'impact-écho a été développée à la fin des années 1980 pour détecter les vides dans les matériaux de construction et mesurer les épaisseurs de dalles (Carino 1986). Le principe de cette technique repose sur une analyse fréquentielle d'ondes mécaniques de vibration d'une structure en béton suite à un choc. Le choc et le capteur à pointe mesurant des déplacements de la surface auscultée sont situés à faible distance l'un de l'autre. Une identification des fréquences correspondant au mode de résonance ou pseudo-stationnaire symétrique des ondes guidées de Lamb (Gibson 2005) permet de calculer le module élastique dynamique ( $E_{dym}$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). A partir de ces deux propriétés, il est possible de calculer les vitesses des ondes de compression et de cisaillement (Villain 2009).

Les résultats de mesure peuvent être combinés avec ceux des autres techniques de CND (SENSO 2009).

#### **(d) Ondes de surface**

Les ondes de surface sont de plus en plus utilisées pour la caractérisation du béton car elles sont d'une génération relativement aisée et permettent de remonter à une information sur les caractéristiques mécaniques du matériau en profondeur à partir d'un dispositif expérimental posé en surface. Les ondes de surface présentent les avantages suivants :

- La mesure est effectuée par une seule face de la structure ;
- Parmi les différents types d'ondes, les ondes de surface sont les plus sensibles aux modifications des propriétés mécaniques du béton ;
- Il est possible de considérer la variation de la vitesse en fonction de la profondeur.

Les résultats de cette technique sont souvent retenus sous formes des vitesses de propagation (vitesse de phase, vitesse apparente) et de l'atténuation des ondes de surface. Ces observables sont suivis en fonction de la longueur d'onde ( $\lambda$ ) variant de 1 à 5 cm et de la fréquence variant de 50 à 250 KHz. La profondeur d'investigation est approximativement égale à la moitié de la longueur d'onde (Abraham 2012).

#### **1.1.3.3. Méthodes électriques**

Les méthodes électriques sont souvent utilisées pour caractériser l'état de corrosion des armatures dans le béton. Les techniques disponibles sont listées comme suivantes : (a) le potentiel de corrosion, (b) la résistance de polarisation (vitesse de corrosion) et (c) la résistivité électrique.

##### **(a) Le potentiel de corrosion**

La mesure du potentiel de corrosion repose sur la variation du potentiel électrique établie à l'interface acier-béton. La corrosion d'armatures qui est à l'origine d'un potentiel électrique (réaction d'oxydoréduction). Le potentiel électrique est mesuré entre l'armature et une électrode de référence déplacée sur la surface auscultée. Il résulte de la différence de nature électrique entre l'acier et le béton. Il dépend de certains paramètres tels que le gradient d'humidité et de pH au sein du béton ainsi que la carbonatation, la température et l'épaisseur du béton d'enrobage. Les résultats sont présentés sous forme de carte de potentiel électrique et interprétés par des seuils représentatifs d'une probabilité de corrosion. Ces seuils sont recommandés dans la norme ASTM C876-91 et la RILEM TC 154-EMC (2003).

**(b) La résistance de polarisation**

La mesure de résistance de polarisation repose sur la réponse du système acier-béton soumis à une faible perturbation électrique. Elle dépend de l'épaisseur et de la résistivité électrique du béton d'enrobage. Les résultats s'expriment en termes de vitesse de corrosion, en millimètre d'acier perdu par an (mm/an). Les niveaux de corrosion sont classés dans la recommandation RILEM TC 154-EMC (2004).

**(c) La résistivité électrique**

La résistivité électrique du béton a été définie comme un indicateur de durabilité par des études de recherche récentes (Baroghel-Bouny 2004). Cette technique qui sera exploitée dans cette thèse est présentée en détail dans les paragraphes suivants. Le principe de cette technique consiste à générer un champ électrique par injection d'un courant dans le béton et de mesurer le potentiel résultant de ce champ électrique.

Le béton est un matériau très faiblement conducteur. La circulation des charges électriques est portée par les ions se déplaçant dans un électrolyte sous l'effet du potentiel. Ce phénomène peut être modélisé par la loi d'Archie (Archie 1942), avec  $\rho$  est la résistivité électrolytique en  $\Omega.m$ ,  $\phi$  est la porosité,  $\rho_w$  est la résistivité de l'eau interstitielle en  $\Omega.m$ ,  $s$  est la fraction des pores contenant l'eau, et  $a$  [0.5-2.5],  $m$  [1.3-2.5],  $n \approx 2$  sont des constantes dépendantes du matériau.

$$\rho = a \phi^{-m} \rho_w s^{-n} \quad (1.2)$$

La mesure de la résistivité électrique sert d'abord comme une technique complémentaire aux mesures de potentiel de corrosion et la résistance de polarisation pour une meilleure évaluation de l'état de corrosion des armatures. La résistivité électrique est directement liée à la porosité et à la teneur en eau du matériau (Salem 1996, Andrade 1998). De nombreux auteurs ont utilisé cette relation pour calculer la durée de vie des armatures dans le béton (Andrade 2000). Comme la résistivité électrique de béton est sensible à l'humidité relative et à la nature ainsi qu'à la concentration ionique de la solution interstitielle au sein du béton, elle peut être utilisée pour l'évaluation de divers gradients latéraux dans le béton, i.e. des transferts d'humidité et de perméabilité (Francy 1998, Garboczi 1990). La pénétration des chlorures dans le béton est caractérisée par la résistivité électrique (Polder 2002). Dans le domaine du CND, les applications de la résistivité électrique sont proposées pour caractériser l'endommagement et plus particulièrement la fissuration du béton (Lataste 2003, Sirieix 2007). Elle présente le potentiel pour évaluer la profondeur et l'ouverture de fissure. En France, dans le cadre des projets nationaux collaboratifs APPLETT, SENSO, RGPU-C2D2, EvaDéOS, la résistivité électrique est utilisée comme une technique pertinente qui permet de quantifier la variabilité des bétons. En développement, les mesures de résistivité électrique sont combinées ou comparées avec celles d'une ou plusieurs techniques de CND, par exemple

pour une meilleure évaluation sur la variation de teneur en eau et en chlorure du béton (Sbartai 2007).

La recommandation RILEM TC 154-EMC (2000) présente une description générale de méthodes pour la mesure sur site de la résistivité du béton. Actuellement, les mesures de résistivité électrique sont effectuées par des différents dispositifs (ex. Wenner, pôle-pôle, quadripôle carré, etc.). Les configurations de ces dispositifs ont été synthétisées dans la thèse de Lataste (Lataste 2002). La valeur de résistivité électrique mesurée est en fonction du type de dispositif utilisé et ses dimensions. Elle est sensible à de nombreuses sources de biais telles que l'humidité et la température du béton d'enrobage, l'armature, la qualité de contacts entre les électrodes et la surface auscultée, l'effet de bord, etc... Les difficultés de mesure rencontrées sur des ouvrages réels proviennent de paramètres non contrôlés. En effet, la mesure est parfois impossible (béton très résistif ou carbonaté, la surface représentant une couche isolante telle que la peinture, la graisse, etc.).

Les résultats des mesures de la résistivité électrique sont souvent présentés sous forme de carte des iso-valeurs. Cette carte permet de localiser des zones de corrosion probable (zones moins résistives ou plus conductrices), et de réduire le nombre de prélèvements sur quelques zones (ex. zones de faiblesses ou plus humides) pour ensuite mesurer en laboratoire la valeur vraie d'une propriété étudiée ou afin de calibrer les mesures de résistivité électrique sur site.

#### **1.1.3.4. Méthodes électromagnétiques**

Les méthodes sont fondées sur la sensibilité des ondes électromagnétiques à la nature du milieu de propagation. Les techniques ci-après sont couramment utilisées pour le béton : (a) le radar (Ground Penetrating Radar), (b) la technique capacitive.

##### **(a) Le radar**

Le radar a une large gamme d'applications potentielles dans plusieurs domaines, des activités militaires et aériennes en premier temps au CND du béton. La description en détail des techniques radars a été réalisée par Daniels (Daniels 2004). Le principe de cette technique en génie civil est basé sur la réflexion et l'atténuation d'ondes électromagnétiques dans le milieu du matériau. La propagation d'ondes électromagnétiques dépend de la permittivité diélectrique, de la conductivité et de la perméabilité du matériau ausculté. Elle peut être caractérisée par les quatre équations de Maxwell. Le système radar permet d'émettre une impulsion électromagnétique haute fréquence entre 100 et 3000 MHz à la surface du matériau qui se propage, se réfléchit en partie à chaque interface entre deux milieux électromagnétiques différents. Les échos successifs sont enregistrés dans un signal temporel. La juxtaposition des signaux temporels enregistrés lors du déplacement de l'antenne radar permet d'obtenir une coupe-temps.

Dans une structure en béton armé, il existe différentes interfaces de types air/béton, béton/acier, béton/sol pour l'élément posé sur le sol, et béton/air pour l'élément en élévation. Ces interfaces sont susceptibles de présenter des contrastes de propriétés électromagnétiques suffisamment forts pour être détectés par le radar. C'est pourquoi, la technique radar permet de localiser rapidement des cavités dans les chaussées (Steinway 1982), détecter des armatures, des câbles précontraints, des défauts (vides, fissures, délaminages) dans le béton. Elle permet d'estimer l'épaisseur du béton d'enrobage, la dimension d'éléments (plancher, voile, mur, etc.). Cependant, le positionnement en profondeur dépend forcément de la connaissance de la vitesse d'ondes électromagnétiques dans le matériau étudié. Les études académiques récentes se sont développées afin d'évaluer des propriétés physiques et chimiques du matériau telles que les teneurs en eau et en chlorure, notamment pour le béton d'enrobage (Laurens 2001, Klysz 2004, Sbartai 2005, Ihamouten 2011).

Plusieurs synthèses ont été effectuées pour préciser les avantages ainsi que les limitations de la technique radar (Bungey 2004, Clemeña 2004, Hugenschmidt 2012). Un avantage principal est l'auscultation totalement non destructive et rapide à grande échelle et en profondeur (dépendant de la permittivité du milieu). L'équipement portable permet une utilisation facile et une présentation immédiatement des résultats sous forme d'image radar (coupe-temps). Par contre, le traitement des données nécessite une personne qualifiée. Les caractéristiques des ondes électromagnétiques sont souvent exploitées, soit en vitesse, soit en amplitude de l'onde directe ainsi que les différents échos. Il est important de noter que la vitesse et l'amplitude dépendent de la permittivité diélectrique du matériau qui est dépendant des teneurs en eau et en chlorures des bétons. Les valeurs relatives de la partie réelle de la permittivité diélectrique (Tableau 1.1) sont définies par rapport à celle de l'air conformément à la norme ASTM D4748. Cette valeur est souvent appelée « constante diélectrique ».

**Tableau 1.1. Permittivité réelle des matériaux de construction**

Matériau	Constante diélectrique
Béton de ciment Portland	6 - 11
Béton compacté au rouleau	5 - 7
Béton bitumineux	3 - 5
Gravier	5 - 9
Sable	2 - 6
Roche	6 - 12

Lors de la mesure, les problèmes rencontrés proviennent de l'état du matériau et des conditions réelles de mesure. Si le béton est très conducteur, i.e. le béton frais ou contenant une forte teneur en chlorure, la profondeur de pénétration des ondes électromagnétiques est donc réduite. Les mesures peuvent être influencées par les armatures au-dessous de la surface de la structure étudiée (Bungey 1994). Sur ouvrages réels, la densité de la nappe active d'armatures peut masquer l'information venant de plus grande profondeur. Il n'est pas

possible d'effectuer les mesures en bord d'une structure car en pratique l'antenne n'est que déplacée à l'aide d'une roue encodeuse.

La technique radar est souvent utilisée sur des ouvrages réels, plus particulièrement pour inspecter le revêtement des tunnels, ou détecter le délaminage sur des ponts en béton armé à l'aide de système mobile et moderne, par exemple le système HERMES (High Speed Electromagnetic Roadway Mapping and Evaluation System) (IAEA 2002). Ces applications sont présentées dans les normes ASTM D4748, ASTM D6087, ASTM D6429-99, ASTM D6432-99. Les nouvelles applications concernent l'évaluation de la variabilité spatiale des bétons in situ pour détecter des zones de probabilité de dégradation (SENSO 2009, EvaDéOS 2012). Cette technique peut être également utilisée comme une technique complémentaire en combinaison avec d'autres mesures CND plus locales (résistivité électrique, ultrason) pour améliorer l'évaluation des propriétés des bétons (ex. saturation, porosité, résistance mécanique).

#### **(b) La technique capacitive**

Elle est adaptée à la problématique du béton d'enrobage. Le principe de cette technique est basé sur la mesure de la fréquence de résonance d'un circuit oscillant entre deux électrodes posées sur le béton. La fréquence de résonance varie en fonction de la constante diélectrique du béton qui dépend de la teneur en eau. La profondeur d'investigation dépend de la taille des électrodes, de l'ordre de 2-3 mm pour les petites électrodes (5x5x70 mm), de l'ordre de 2-3 cm pour les moyennes électrodes (4x10x70 mm) et de l'ordre de 7-8 cm pour les grandes électrodes (2x40x70 mm) (SENSO 2009). Cette technique est utilisée essentiellement pour la mesure de la teneur en eau dans les bétons.

#### **1.1.3.5. Méthodes thermiques**

Dans le domaine du CND, les méthodes thermiques sont connues sous forme de techniques de thermographie infrarouge. Plusieurs synthèses sont effectuées afin de présenter les techniques de thermographie infrarouge (IAEA 2002, Weil 2004, Defer 2012). Le principe est basé sur le gradient de températures sous-jacentes naturelles ou artificielles du matériau hétérogène présentant une anomalie (discontinuité) ou un défaut (ex. cavité, délaminage, décollement, fissure), un tracé d'humidité, un foyer d'incendie, etc. La thermographie infrarouge permet d'établir une carte de température de la surface auscultée à l'aide d'une caméra infrarouge mesurant des rayonnements thermiques. La carte de température s'affiche sous forme de thermo-grammes. Les données enregistrées peuvent être étudiées à partir d'un ordinateur, équipé d'un logiciel de traitement d'image spécifique.

Les techniques de thermographie infrarouge sont classées par la nature de source thermique en deux groupes principaux : la thermographie infrarouge passive et la thermographie infrarouge active. Les différentes techniques disponibles sont résumées dans la thèse de Larget (Larget 2011).

- La thermographie infrarouge passive est surtout utilisée pour la mise en évidence d'anomalies. Des premières utilisations de thermographie infrarouge passive ont été appliquées pour la détection de délaminage sur les tabliers de pont en béton armé (Moore 1970), et sur les chaussées (Moropoulou 2001). En développement, elle est utilisée pour l'auscultation d'ouvrages de construction comme les bâtiments (Marshall 1980, Balaras 2002), les gaines de béton précontraint (Ostrowski 2005), les conduits (Naar 2006) et les sites miniers (Carpentier 2006).
- La thermographie infrarouge active utilise une source thermique artificielle pour déterminer le gradient ou la contraste de température. Les techniques disponibles sont: thermographie pulsée, thermographie modulée, thermographie de phase pulsée, vibrothermographie stimulée par ultrason, Chauffage Interne et Détection Externe par Thermographie Infrarouge. Aujourd'hui, ces techniques sont essentiellement utilisées en laboratoire en raison de la mise en place de système de chauffage sur site.

La thermographie infrarouge est une technique de CND à grand rendement. Les mesures peuvent être effectuées rapidement sans contact sur grande surface dans la journée ou la nuit en adaptant les conditions environnementales. Elle permet de localiser une anomalie, de distinguer certains types d'anomalies et de déterminer la dimension horizontale de ces anomalies. Le résultat de mesure est sous forme d'une image bidimensionnelle (2D) de variations (contraste) de température sous-jacente, qui permet une analyse qualitative des anomalies présentes à la surface auscultée. L'interprétation d'images thermiques peut être améliorée et plus fiable en utilisant des outils numériques.

Une limitation de la thermographie infrarouge passive est la détermination de la profondeur de défauts. Cette limite peut être améliorée par des techniques de thermographie infrarouge active. Il s'agit de techniques coûteuses. De plus, la profondeur d'investigation de la thermographie infrarouge est une limitation majeure car la pénétration des rayonnements thermiques est faible (de l'ordre de quelques centimètres). Quelques études en cours de développement visent à déterminer quantitativement la profondeur des défauts, l'épaisseur du béton d'enrobage (Brachelet 2011), mettre en évidence de la variation des propriétés identifiées comme indicateurs de durabilité, i.e. la porosité et la teneur en eau, en couplant avec la technique de résistivité électrique (Naar 2006, Larget 2011) ou en comparant avec les autres techniques telles que la résistivité électrique et la capacitive (Sirieix 2007).

La mesure par thermographie infrarouge est normalisée. Les normes et recommandations disponibles sont synthétisées par Defer (Defer 2012), telles que la ASTM D4788 pour la détection de délaminage dans les tabliers de pont, la DGZfP-B pour l'investigation de thermographie infrarouge sur les bâtiments.

### 1.1.3.6. Méthodes radiographiques

Le principe des méthodes radiographiques est basé sur l'atténuation du rayonnement X ou gamma émis par une source artificielle (Cobalt 60, Iridium 192), en fonction de sa nature et du matériau traversé (ex. densité, épaisseur). Les techniques disponibles sont listées comme suivantes : la radiographie, la gammagraphie, et la radioscopie. L'application de ces techniques concerne tous les types de structure, et les différents matériaux de construction tels que le béton, le béton armé, le béton précontraint, la pierre, les métaux, etc. À ce jour, la radiographie industrielle est souvent utilisée à l'aide de films positionnés à la face opposée de la surface auscultée.

La radiographie est une technique très fiable. Elle permet d'observer les cavités présentes dans le matériau, les coulis d'injection dans les conduites de précontrainte ; de repérer les conduites, les câbles précontraints et les armatures ainsi que leurs diamètres ; d'identifier les fils détendus ou rompus, les reprises de bétonnage, hétérogénéité, discontinuités de matière au droit des joints de construction, etc.

La méthode radiographique est occasionnelle utilisée sur éprouvettes en laboratoire pour l'étude de la microstructure du béton (Pugliesi 1997, de Beer 2005), et rarement appliquée sur site. Il s'agit d'une technique coûteuse, complexe, et d'exigences en matière de formation et de réglementation. La mesure nécessite un accès aux deux faces de la structure, doit être effectuée par un personnel formé à la technique radiographique, à la radioprotection et aux structures de génie civil. Les résultats sont interprétés par une personne qualifiée ayant à la fois la connaissance de la technique radiographique, du matériau et de la structure auscultée. La profondeur d'investigation maximale varie de 30 à 65 cm, et augmente à 120 cm si c'est des rayons X à haute énergie produits par des accélérateurs.

En France, la méthode radiographique a été utilisée pour l'intervention des ouvrages réels (ex. pont routier, bâtiment) (Roënelle 2005, Dérobert 2002). La mesure de radiographie est normalisée conformément aux normes françaises NF A 09-202 apparue en 1999, NF EN 25580, NF EN 1330-3, NF EN 584-1, NF EN 584-2.

## 1.2. VARIABILITÉ SPATIALE DES BÉTONS

### 1.2.1. Introduction

Le béton est un matériau de construction le plus largement utilisé aujourd'hui pour la construction des ouvrages d'art. Il présente de nombreux avantages comme une bonne résistance, un coût faible, une facilité de mise en œuvre. Les nouveaux bétons résultent de l'association de nouveaux constituants (des adjuvants, des fibres d'acier ou de composite, des déchets recyclés comme la fumée de silice et les cendres, du chanvre, etc.). Ils permettent d'atteindre des résistances hautes performances en limitant quelques inconvénients comme la

masse volumique élevée, une faible résistance en traction, ou une faible isolation thermique. Toutefois, la qualité du matériau béton dépend du degré de son homogénéité. La variabilité des bétons est un sujet important à étudier, à la fois la variabilité spatiale (Pereira 2003, Li 2004, de Larrard 2010) et la variabilité temporelle (Ismail 2010). La suite de ce travail porte sur la variabilité spatiale des bétons.

La variabilité spatiale est une caractéristique importante, qui représente la non homogénéité (hétérogénéité) du béton sous forme de variations des propriétés mécaniques et physico-chimiques, ou des zones de faiblesse dans les éléments d'une structure. Elle résulte de la variabilité intrinsèque des matériaux (ex. taille et nature des granulats), de l'effet de la mise en œuvre, et aussi des conditions environnementales telles que la température (Larsson 2011) et l'humidité (Scheffler 2011). La connaissance de la variabilité spatiale dans une structure (poutre/poteau/mur/plancher d'un bâtiment, pile/tablier d'un pont, tunnel, etc.) est d'un intérêt majeur, soit pour l'évaluation de l'endommagement des différentes parties de l'ouvrage, soit pour des analyses fiabilistes (Sudret 2006, Li 2007).

Les propriétés du béton varient d'un point à un autre sur une structure, les états limites ultime et de service d'une structure apparaissent sur certaines zones, non pas sur l'ensemble de la structure. Les outils numériques permettent de modéliser la variabilité spatiale des propriétés du matériau. Ces outils sont basés sur la méthode des éléments finis stochastique (SFEM) (Haldar 2000, Stefanou 2009) ou non linéaire (Pulk 2006). Toutefois, les modèles utilisés sont étalonnés à l'aide de données d'entrée, qui influencent fortement les résultats de la variabilité spatiale. Ces résultats ne sont validés que par une étude expérimentale basée sur des essais (mesures). Ces derniers permettent de fournir des valeurs représentatives et d'améliorer l'analyse fiabiliste des structures individuelles sur lesquelles la variabilité a été évaluée. Il s'agit de l'existence des données expérimentales au préalable, qui peuvent être utilisées comme les données d'entrée des modèles ou simulations numériques.

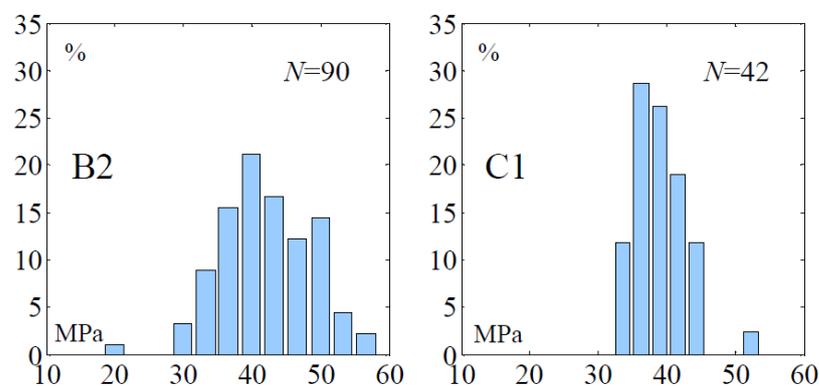
Dans certaines études, un vaste programme expérimental a été réalisé en fournissant une image représentative sur l'état des matériaux (ex. endommagement, corrosion d'armatures) dans la structure (Fazio 1999, Ferraro 2003), mais leur variabilité n'est pas directement évaluée. La variabilité spatiale des bétons peut être quantifiée par des essais destructifs et non destructifs. Les données expérimentales sont analysées par des outils statistiques et géostatistiques. Dans ce cas, il existe deux possibilités :

- (1) Une propriété du béton est caractérisée sur quelques points répartis et aléatoires de la structure. Les données de cette propriété sont statistiquement indépendantes. Elles sont considérées comme un ensemble (une série) de variables aléatoires. La valeur moyenne d'une propriété est déterminée par la statistique descriptive. Sa variabilité s'exprime en termes d'écart-type ou de coefficient de variation des variables.
- (2) Les propriétés du béton sont supposées dépendantes spatialement. Les données sont dépendantes pour les points de mesure s'écartant dans une distance spécifique dite « longueur de corrélation ». La différence de deux valeurs mesurées est très faible

entre deux points voisins. Elle est croissante lorsque la distance entre deux points de mesures augmente. Donc, les propriétés du béton ne peuvent pas être caractérisées par certains points aléatoires de la structure. Dans ce cas, l'évaluation de la variabilité spatiale est basée sur la variance des mesures à différentes distances. Elle est également quantifiée sous forme de valeurs d'écart-type ou de coefficient de variation pour l'ensemble des mesures. Cette possibilité sera abordée dans la partie de la corrélation spatiales des propriétés des bétons (§1.3) afin d'étudier les applications de la longueur de corrélation.

### 1.2.2. Évaluation destructive de la variabilité spatiale

En théorie, la variabilité spatiale des bétons peut être directement évaluée à l'aide d'essais destructifs sur éprouvettes ou sur prélèvements. Ces essais permettent de déterminer les propriétés du béton aux caractères mécanique (ex. résistance, module) et physique (ex. porosité, teneur en eau, etc.). La résistance est une propriété majeure et essentielle des bétons qui est classiquement déterminée par l'essai de compression sur éprouvettes conformément à la norme NF EN 12504-1. C'est la raison pour laquelle la variabilité spatiale de la résistance mécanique est étudiée depuis de nombreuses années en laboratoire et sur des ouvrages réels (Bartlett 1994). Cette variabilité consiste : (1) à la caractérisation spatiale du béton, ses corps composants principaux (granulats, sables) ont la source naturelle et ne sont pas standardisées, (2) à la mise en œuvre, (3) à des conditions environnementales (température, humidité) et (4) aux caractéristiques de prélèvements telles que le diamètre (noté  $d$ ), l'âge du béton, le nombre (noté  $n$ ) et les conditions de mesures. Elle est couramment quantifiée dans une structure d'un béton. La procédure et l'interprétation des mesures sur site sont présentées par Bungey et *al.* (Bungey 2006). La variabilité de la résistance peut être analysée par la méthode graphique sous forme d'histogramme des fréquences relatives (Fig. 1.2) lorsqu'un grand nombre des prélèvements est disponible. Cette méthode permet d'identifier une loi de la distribution et de calculer une résistance moyenne et/ ou caractéristique pour un niveau de confiance donné.



**Fig. 1.2. Histogrammes des fréquences relatives des populations de résistance du béton (Pozon 2011)**

La variabilité de la résistance du béton est également quantifiée par les méthodes statistiques se basant sur le calcul du coefficient de variation, noté  $cv$  en %, pour chaque

investigation spécifique. Le  $cv$  n'est pas constant pour une classe du béton avec un niveau de confiance donné. Le tableau 1.2 présente une synthèse des valeurs de  $cv$  qui ont été caractérisées sur prélèvements par les études effectuées pendant environ cinquante années (1961-2013). Ce tableau est établi à l'aide des données disponibles dans l'étude de Bartlett et MacGregor (Bartlett 1994). Sur site, les diamètres de prélèvements sont typiquement de 50, 100 et 150 mm. Le nombre est en général au moins de 6 prélèvements pour une structure (élément) auscultée. Sur les petites éprouvettes de 50 mm, la variabilité de la résistance mécanique varie de 2 à 15%, et dans certains cas, peut atteindre 32% (Ramirez 1979). Cette variabilité varie de 1.6 à 17% sur les éprouvettes typiques de 100 mm. Elle est moins variable, de 3 à 11% sur les grandes éprouvettes de 150 mm. Elle dépend aussi de facteurs liés à l'état réel du béton dans la structure (ex. carbonatation), plus particulièrement pour des ouvrages réels soumis au séisme (Ponzo 2011).

**Tableau 1.2.  $cv$  de la résistance à la compression sur site**

d (mm)	âge (jour)	n	$cv$ %	Référence
150	28	8	5.32 – 10.85%	Mather 1961
200	28	8	3.81 – 9.77%	
250	28	8	2.35 – 6.35%	
50	91	28 – 32	4.85 – 6.14%	Meininger 1968
100	91	12 – 18	1.75 – 4.60%	
150	91	12	4.16 – 4.22%	
100	30	12	4.22 – 11.11%	Lewis 1976
150	30	6	3.10 – 10.0%	
100	35 - 100	8	2.64 – 7.04%	Meininger 1977
50	90	16	14.72 – 31.99%	Ramirez 1979
100	90	16	8.39 – 9.59%	
150	90	16	3.50 – 10.10%	
50	28	6	2.02%	Munday 1984
75	28	6	1.68%	
100	28	6	1.73%	
50	49 - 125	5 - 8	3.2 – 11.7%	Bartlett 1994
100	49 - 71	5 - 8	1.6 – 6.6%	
100	-	39	7.4 – 17.1%	Ponzo 2011
110	28	20 - 40	7.3 – 11.1%	Aït-Mokhtar 2013

Dans le projet APPLLET, la quantification de la variabilité des bétons est un des objectifs essentiel pour l'intégrer dans les modèles probabilistes pour la prédiction de la durée de vie des ouvrages (Torrenti 2009, Aït-Mokhtar 2013). Un vaste programme expérimental a été réalisé sur des éprouvettes de deux bétons utilisés pour deux sites (chantier) réels : (A1) le tunnel de l'A86 à l'Ouest de Paris (dalle entre deux voies de circulation), (A2) le viaduc de Compiègne (semelles, piles, chevêtres). Il a permis de caractériser à la fois les propriétés

mécaniques (résistance, module) et les indicateurs de durabilité (porosité, perméabilité, carbonatation accélérée, etc.). Leur variabilité a été quantifiée pour chaque béton dans une gâchée ou entre des gâchées différentes à différentes âges du béton. Le tableau 1.3 présente une synthèse de toutes les propriétés étudiées et leurs variabilités en forme de  $cv$  calculé sur l'ensemble des mesures. La variabilité de la résistance à la compression est quantifiée sur un ensemble de 40 éprouvettes cylindriques de 113x226 mm pour chaque site est de l'ordre de 10%. Elle correspond à des valeurs issues de la littérature dans le tableau 1.2. La même éprouvette ne peut pas être utilisée à la fois pour les essais de compression et de traction, qui explique la différence sur la variabilité de ces deux types de résistance. Les éprouvettes cylindriques de 113x170 mm ont été utilisées pour les essais de traction. La variabilité du module de Young varie entre 6 et 7%. Les propriétés physiques et chimiques des bétons, notamment la profondeur de carbonatation accélérée, la résistivité électrique et la perméabilité, sont plus variables que leurs propriétés mécaniques.

**Tableau 1.3.  $cv$  des propriétés sur l'ensemble de mesures (Aït-Mokhtar 2013)**

Indice	A1	A2
Résistance à la compression	7.3 – 10.5%	11.1%
Résistance à la traction	13.3%	9.9%
Module d'Young	6.2%	7%
Migration des chlorures	12.4%	21.9%
Teneur en eau à RH=53.5%	14%	-
Profondeur de carbonatation accélérée	37%	33%
Résistivité électrique	17.9%	18.5%
Porosité à l'eau	7.9%	7%
Profondeur dégradée à la lixiviation accélérée (210 jours)	10.1%	9.5%
Perméabilité	22%	-

### 1.2.3. Évaluation non destructive de la variabilité spatiale

Théoriquement, il est possible directement d'évaluer la variabilité spatiale des bétons par des essais destructifs. Toutefois, ils sont très difficiles à réaliser voire impossibles dans de nombreuses situations. Les difficultés proviennent d'un grand nombre de carottages qui seraient nécessaires ou d'accessibilité (ex. centrale nucléaire). C'est la raison pour laquelle les techniques non destructives sont les outils adaptés aux conditions réelles, en permettant une évaluation des propriétés du béton avec un coût modéré (Breysse 2012b).

Peu de travaux ont étudiés la variabilité des bétons par le CND. Parmi ces quelques études, le projet national SENSO s'est penché sur cette question. Dans ce projet, la variabilité des bétons a été évaluée en laboratoire sur des corps d'épreuve supposés homogènes ou sur des maquettes (éléments) hétérogènes aux propriétés contrôlées, et aussi sur sites en conditions réelles (Balayssac 2012). Les techniques utilisées étaient : la résistivité électrique

(Wenner, quadripôle), le radar, la technique capacitive, les ondes de surfaces sans contact, l'ultrason, l'impact-écho et la thermographie infrarouge. Un vaste programme expérimental a permis d'explorer une gamme étendue de bétons et d'analyser la variabilité des mesures à différents échelles liées à la mesure, au matériau, à la fabrication, etc. Il a fourni une base de données reliant des observables CND aux propriétés des bétons « indicateurs de durabilité ». Les indicateurs étaient des propriétés aux caractères mécanique (résistance, module) et physique (porosité, saturation). Pour un indicateur donné, il a été évalué sous forme de valeur moyenne et de degré de variabilité. Dans la mesure du possible, une évaluation destructive des indicateurs a été également réalisée afin de vérifier la fiabilité de l'évaluation non destructive et de proposer des solutions de recalage. L'analyse de la variabilité des mesures a montré une plus grande disparité probablement à cause du plus grand volume de béton mis en œuvre, plus difficile à mettre en place de façon homogène que dans des éléments de petites dimensions. L'influence du ferrailage a été clairement mise en évidence. Pour chacune des techniques, on a ainsi pu définir à partir de quelle profondeur de l'acier les mesures peuvent être perturbées et entachées d'erreur. En revanche l'influence du diamètre n'a pas paru significative, cela quelle que soit la technique.

Dans les travaux du projet national APPLLET, la technique de la résistivité électrique a été également utilisée pour évaluer la variabilité des bétons sur des éprouvettes en laboratoire et sur un mur en conditions réelles du chantier, à différentes échelles (Lataste 2012a, 2012b). À ce jour, la variabilité des bétons, notamment la variabilité spatiale est encore un des objectifs essentiels dans le cadre des projets ACDC-C2D2 et EvaDéOS. On vise à évaluer la variabilité spatiale des bétons à grande échelle, en utilisant les mesures de CND sur site-test ou des ouvrages réels liés aux paramètres non contrôlés. Les premiers résultats ont été présentés pour la quantification de cette variabilité et pour la corrélation spatiale des mesures de CND sur un ouvrage réel (Pont de Marly) (Nguyen 2012a, 2013). Les autres travaux de recherche ont été récemment réalisés pour évaluer la variabilité spatiale du béton par le CND, par exemple sur une poutre de l'ouvrage réel (Masi 2013) ou sur les corps d'épreuve en laboratoire (Rojas-Henao 2012).

En conclusion, la variabilité spatiale des bétons a été essentiellement évaluée à l'échelle des éprouvettes en laboratoire, mais rarement sur des ouvrages réels (un élément ou entre différents éléments de l'ouvrage). La variabilité de CND présente les valeurs représentatives de la variabilité spatiale des propriétés du béton. La combinaison des techniques peut améliorer la précision pour l'évaluation des propriétés et de leurs variabilités.

### **1.2.3.1. Pourquoi est-ce un problème difficile?**

Une des faiblesses principales des techniques non destructives est que leurs résultats ne sont pas corrélés directement aux propriétés nécessaires pour l'évaluation mécanique. Dans l'objectif d'une évaluation quantifiée de la variabilité spatiale du béton, il est important de sélectionner des techniques adaptées. Pour l'instant, les techniques de résistivité électrique et

de radar sont sensibles aux propriétés physiques et chimiques du béton, par exemple, la porosité (Tumidajski 1996), la teneur en eau (Klysz 2007) et en chlorures (Salem 1996, Sbartai 2007). Les techniques d'ultrason et de rebond sont couramment reliées aux propriétés mécaniques du béton telles que la résistance à la compression, le module d'élasticité (Breysse 2012b, Benmeddour 2012). Lorsque plusieurs de ces propriétés varient ensemble, leur valeur ne peut pas être facilement déduite à partir de mesures de CND. Ainsi, de nombreuses difficultés existent, parmi lesquelles :

- Une difficulté consiste à passer des valeurs mesurées issues du CND, notées observable  $Y$ , à des valeurs des propriétés utiles pour l'évaluation, notées indicateur  $X$ . Les observables sont en général des paramètres physiques (atténuation, vitesse de propagation, résistance électrique, rebond, etc.). Les indicateurs sont souvent les propriétés du béton (résistance, module, porosité, etc.). Les relations physiques réelles entre observables et indicateurs sont inconnues. Passer des uns aux autres requiert de connaître les lois  $Y = f(X)$  et de les inverser. La qualité de l'inversion dépend de la forme des relations  $f$  et de la qualité des observables  $Y$ . De nombreuses relations (modèle) ont été proposées (Rojas-Henao 2012, Hannachi 2012, Breysse 2012b), mais elles ne sont pas universelles et procèdent le plus souvent d'une identification empirique. Par exemple, la forme du modèle supposé multilinéaire peut ne pas être la meilleure pour décrire la relation entre indicateurs et observables. Dans certains cas, des modèles non linéaires sont probablement meilleurs et peuvent être utiles.
- les mesures sont imparfaites et font l'objet d'incertitudes. On peut écrire comme suit  $Y_{mes} = Y + \varepsilon_Y$ , où  $Y$  est la valeur vraie,  $Y_{mes}$  la valeur mesurée et  $\varepsilon_Y$  est l'erreur de mesure. Le modèle ne peut être identifié qu'à partir des mesures, ce qui explique une second raison pour la différence entre modèle et réalité. Les erreurs de mesure induisent des incertitudes supplémentaires sur l'évaluation des indicateurs  $X$ . Concernant l'évaluation de la variabilité spatiale des propriétés des bétons, il est difficile de quantifier les incertitudes liées d'une part à l'erreur des mesures, d'une autre part à la variabilité intrinsèque du béton. Ce problème est plus compliqué lorsque la corrélation spatiale des mesures est prise en compte. Dans ce cas, la différence entre deux mesures est considérée à différentes distances. L'incertitude de cette différence peut être la somme des incertitudes de deux mesures.

Toutefois, de nombreuses améliorations sont réalisées depuis une dizaine d'années afin d'utiliser des techniques non destructives pour le contrôle du béton et de qualifier l'évaluation de ses propriétés. Il est possible aujourd'hui d'utiliser ces techniques pour évaluer la variabilité des bétons, à la fois la variabilité spatiale et la variabilité temporelle. Les objectifs de l'évaluation de la variabilité spatiale peuvent être définis à différents niveaux d'exigence (Breysse 2008a) :

- (a) localiser des zones faiblesses ou endommagées de la structure, afin de prélever des carottages spécifiques dans ces zones permettant de réaliser des études complémentaires.
- (b) estimer le niveau de la variabilité, afin d'obtenir des valeurs représentatives des propriétés du matériau correspondant à un centile donné.
- (c) évaluer la structure de la variabilité spatiale, puisque la longueur de corrélation est un paramètre d'entrée important dans toutes les analyses fiabilistes.

### 1.2.3.2. Échelle de la variabilité spatiale de CND

La variabilité spatiale des mesures de CND provient de la variabilité du matériau, et de la répétabilité imparfaite des mesures. Elle est quantifiée statistiquement par le coefficient de variation, noté  $cv$  en %, qui est calculée par le rapport entre l'écart type et la moyenne d'un ensemble de mesures d'une investigation spécifique. Pour évaluer la variabilité spatiale de béton, la variabilité spatiale des mesures de CND peut être étudiée à différentes échelles : (a) point (ex. répétabilité, reproductibilité), (b) l'échelle locale (ex. éprouvette, maille d'armatures), et (c) l'échelle globale (ex. variabilité dans une gâchée, dans un élément de structure comme un mur, une dalle, ou un poteau) (Sbartai 2012a). Les coefficients de variation correspondant à ces trois échelles sont notés respectivement  $cv1$ ,  $cv2$  et  $cv3$ . Elles permettent de caractériser la qualité de la mesure, d'estimer le nombre de mesures nécessaire pour obtenir une valeur ponctuelle de propriété utile avec un niveau de confiance donné (Breysse 2008b, Lataste 2012a), et aussi de qualifier la précision de la procédure d'inversion (SENSO 2009).

- (a)  $cv1$  résulte de la répétabilité imparfaite des mesures sur un même point de mesure. Il correspond à l'erreur de mesure due à l'équipement, le contact entre le capteur et la surface d'investigation, le protocole d'étude ou/et des conditions de mesure (ex. température, humidité). Il est souvent quantifié par la répétition de 10 mesures (SENSO 2009), de 20 mesures (Nguyen 2013) ou de 25 mesures (Popovics 1990) sur un même point donné pendant une courte durée de quelques minutes. Pour certaines techniques de CND, le  $cv1$  ne peut pas être quantifié comme pour le rebond, car l'impact du scléromètre sur la surface d'investigation produit un endommagement très local du béton.
- (b)  $cv2$  résulte de la variabilité intrinsèque du matériau à l'échelle locale. Il représente l'hétérogénéité du matériau béton (ex. distribution spatiale des granulats, surface rugueuse) lié, par exemple à la mise en œuvre. Il est souvent quantifié par la répétabilité des mesures en déplaçant le capteur dans une zone de petite distance qu'une maille d'armatures ou une éprouvette.
- (c)  $cv3$  résulte de la variabilité du matériau à plus grande échelle dans une gâchée de béton. Il peut être quantifié une série d'éprouvettes de la même formulation dans une

gâchée ou entre des gâchées, ou entre des zones de mesure très écartées sur un élément de structure.

### 1.2.3.3. Quantification de la variabilité spatiale de CND

On présente quelques exemples ci-dessous pour les valeurs de  $cv$  des paramètres couramment utilisés (vitesse ultrasonore, rebond, résistivité électrique) pour évaluer la variabilité spatiale des bétons. La valeur de  $cv1$  est d'environ 1% pour la vitesse ultrasonore (Breysse 2012b), de 0.5 à 1.7% pour la résistivité électrique (Lataste 2012a, 2012b). La valeur de  $cv2$  varie entre 0.5-4% pour la vitesse ultrasonore, 4-11% pour le rebond (Breysse 2012b), et 2-8% pour la résistivité électrique (Lataste 2012a, 2012b). La valeur de  $cv3$  varie entre 1.5-10% pour la vitesse ultrasonore, 3-14% pour le rebond (Breysse 2012b), et 11-30% pour la résistivité électrique (Lataste 2012a, 2012b). Ces valeurs montrent que les mesures de résistivité électrique sont toujours plus variables à grande échelle, car cette technique est influencée par plusieurs facteurs tels que la formulation de béton, la saturation en eau, les conditions de mesure (humidité, température), etc. La valeur de  $cv3$  dépend fortement de l'homogénéité du béton, qui peut être affectée par des détériorations chimiques et/ou mécaniques au cours de la vie de l'ouvrage. L'évaluation de la variabilité spatiales des bétons in-situ est un travail difficile à cause de : (a) l'influence de conditions non contrôlées (ex. température, humidité) sur l'état du béton ainsi que sur les mesures de CND, (b) le volume de l'investigation de grandes dimensions, et (c) des contraintes pratiques comme la durée des mesures et/ou le budget limité.

Le tableau 1.4 résume les résultats de  $cv$  des vitesses ultrasonores en laboratoire et sur site, qui ont été publiés dans la littérature pendant environ quarante années (1971-2012). Sur site, la variabilité à l'échelle globale de l'ouvrage peut être quantifiée entre les éléments de même béton, pour l'instant entre toutes les poutres au même niveau de l'ouvrage (Masi 2005). Elle peut être plus forte pour atteindre 30% ou 40% pour la vitesse ultrasonore en surface, en relevant l'influence de l'endommagement et des fissures sur la propagation d'onde. Dans un certain cas, la vitesse ultrasonore ne peut pas être considérée comme une propriété du matériau, dont une analyse de l'influence spécifique de défauts est nécessaire. Par contre, le  $cv$  de la vitesse ultrasonore peut être identifié de 1 à 2.5% dans le cas de structures très endommagées. Il montre une répétabilité parfaite des mesures dans le cas d'un béton homogène. Pour une vitesse moyenne de 4000 m/s, l'écart type des mesures peut donc varier de 40 à 100 m/s.

Le tableau 1.5 présente une synthèse des résultats de  $cv$  pour le rebond identifié en laboratoire et sur site. Sur site, la variabilité de rebond peut être plus forte pour atteindre 23% (Masi 2009) à l'échelle globale de l'ouvrage. Elle résulte de la variabilité intrinsèque du béton, et aussi du bruit des mesures (ex. l'état de la surface ausculté, présence d'armature, etc.). Elle montre l'état d'endommagements et de fissures à la surface ausculté ainsi que leur influence sur la variabilité du matériau. Par contre, le  $cv$  peut varier de 5 à 10% dans le cas de

structures très endommagées. Il montre que la mesure de rebond n'est pas aussi reproductible que celle de la vitesse ultrasonore. Pour une valeur moyenne de rebond de 40, l'écart type des mesures peut donc varier de 2 à 4 points.

**Tableau 1.4. cv des vitesses ultrasonores en laboratoire et sur site**

Laboratoire	cv1	1% (Balayssac 2012)
		< 1.5% (Popovics 1990)
	cv2	0.5 – 2% (MacLeod 1971)
		0.5 – 2% (Machado 2005)
		0.3 – 2% (Gupta 2004)
		1% (Rojas-Henao 2012)
cv3	1.3% (Balayssac 2012)	
	1 – 3% (Cumming 2004, Arios 2008)	
	4% (Wu 2008)	
Site	cv2	1.5 – 5% (MacLeod 1971)
		2% (Balayssac 2012)
	cv3	3 – 4% (Faella 2008)
		1% (Balayssac 2012)
		2.5% (Bungey 2006)
		3.5 – 5.5% (Masi 2005)
cv3	2% (Balayssac 2012)	
	3 – 6% (Ponzo 2011)	
	4 – 10% (Masi 2009)	

**Tableau 1.5. cv de rebond en laboratoire et sur site**

Laboratoire	cv2	4% (Wu 2008)
		5.5 – 7% (Cumming 2004)
		6 – 9% (Leschchinsky 1990, Gupta 2004)
	cv3	6 – 10% (Arios 2008)
		4 – 11% (Zhu 2001)
		4% (Castro 2005)*
Site	cv3	3.5 – 5% (MacLeod 1971)* <sup>N=2</sup>
		1.5 – 5% (Zhu 2001)*
		8% (Gupta 2004)
Site	cv3	environ 10% (Faella 2008)*
		5 – 6% (Brozovsky 2009a)
		12% (Brozovsky 2009b)
Site	cv3	3 – 7% (Masi 2009)*
		7 – 14% (Ponzo 2011)*

\* cv sur la base des valeurs moyennes calculées sur N mesures individuelles

Une évaluation non destructive pour identifier la variabilité intrinsèque du matériau exige donc la pleine connaissance de toutes les sources de variabilité, à la fois en laboratoire et sur site. La variabilité spatiale de CND peut, en général, fournir une valeur représentative de la variabilité spatiale des propriétés du béton qui doit être quantifiée dans une procédure d'analyse fiabiliste.

### 1.3. CORRÉLATION SPATIALE DES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS

La variabilité spatiale est essentiellement évaluée par des outils statistiques descriptifs, d'une part, sans tenir compte de toute corrélation spatiale possible des propriétés du béton. D'une autre part, les études récentes ont montré que la corrélation spatiale peut influencer sur la fiabilité des éléments de la structure (Stewart 2004, 2009a, 2009b). Par exemple, l'effet de la variabilité spatiale de la corrosion des armatures a été étudié pour la fragilité et la durée de vie estimée sur une poutre simple en flexion (Stewart 2004) ou une poutre précontrainte d'un pont (Darmawan 2007). Il montre que la probabilité de dégradation en prenant en compte la variabilité spatiale de la corrosion était jusqu'à trois fois plus élevée que celle obtenue à partir d'une analyse non spatiale. Une caractéristique principale de la corrélation spatiale est la longueur de corrélation, qui permet de connaître la distance entre deux mesures indépendantes. Donc, on peut en déduire une distance optimisée d'échantillonnage, de manière à considérer les variables de mesure statistiquement indépendantes.

La covariance et le variogramme sont deux des outils de base de la géostatistique. Ils permettent d'estimer le degré de corrélation entre deux points par la mesure quadratique de l'écart statistique entre les valeurs mesurées. La figure 1.3 présente un exemple de covariance isotrope définie par une fonction exponentielle décroissante (Eq. 1.3), avec  $C(h)$  est la covariance entre deux points écartés de la distance  $h$ ,  $\sigma^2$  est la variance de la variable aléatoire, tandis que  $\lambda$  correspond à la longueur de corrélation. Ce dernier paramètre traduit l'importance de la corrélation du domaine étudié : plus il est important, plus le domaine est fortement corrélé, de sorte que pour une longueur de corrélation nulle, le champ serait absolument non-corrélé (bruit blanc) tandis que pour une longueur de corrélation infinie le champ tendrait à être uniforme (de Larrard 2012).

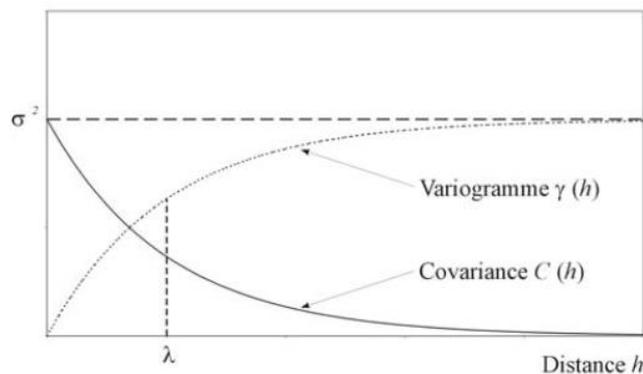


Fig. 1.3. Covariance  $C(h)$  et variogramme  $\gamma(h)$

$$C(h) = \sigma^2 \exp\left(-\frac{h}{\lambda}\right) \quad (1.3)$$

La covariance ne dépend que la distance  $h$  entre les points. Elle tend généralement vers 0 lorsque la distance entre les deux points tend vers l'infini, ce qui traduit l'absence de la corrélation entre deux points très éloignés. C'est-à-dire que deux mesures sont indépendantes. Dans le cadre de l'hypothèse de stationnarité de l'ordre 2, le variogramme  $\gamma(h)$  est défini par la relation suivante (Eq. 1.4) :

$$\gamma(h) = \sigma^2 - C(h) \quad (1.4)$$

Le variogramme dépend également de la distance  $h$  entre les points. Il est couramment utilisé pour estimer la variabilité spatiale de phénomène naturel dans plusieurs domaines, par exemple les études en écologie (Rossi 1992), en géologie (Goovaerts 1999, Lark 2002, Marache 2002), en médecine (Fuchs 2002), etc. De plus, dans la procédure de l'interpolation spatiale par les méthodes Krigeage, il est possible de prendre en compte la corrélation spatiale des données sous forme d'un modèle de variogramme. Le variogramme et le Krigeage seront étudiés en détail dans les paragraphes suivants. Ils sont donc choisis pour évaluer la variabilité spatiale des bétons dans le cadre de cette thèse.

Lors de l'évaluation des bétons, la covariance et le variogramme sont également utilisés pour estimer la corrélation spatiale des mesures entre les points d'une structure (même béton). Certaines études récentes ont été consacrées à l'estimation de la longueur de corrélation des propriétés du béton à partir des données issues des essais non destructifs (Schoefs 2012, Nguyen 2013) ou des mesures sur carottes (de Larrard 2012, O'Connor 2013). Toutefois, la corrélation spatiale a été étudiée plus localement pour certaines propriétés du béton telles que la porosité, la teneur en chlorure, etc.

La figure 1.4 présente les fonctions de covariance pour chacun des observables provenant des mesures sur les carottes (de Larrard 2012) : la porosité ( $\phi$ ), le coefficient de tortuosité ( $\tau$ ) et le paramètre de thermoactivation globale de la cinétique de lixiviation ( $k_o$ ). Les prélèvements ont été effectués suivant deux lignes verticales et une ligne horizontale d'un voile en béton. Les longueurs de corrélation sont de l'ordre de grandeur du mètre, 0.4-2.0 m pour la porosité, 1.2-2.3 m pour le coefficient de tortuosité et 1.2-2.1 m pour le paramètre  $k_o$ . Elles sont analogues pour les trois lignes étudiées, et quelle que soit l'observable considéré. En raison du faible nombre de points de mesure à partir duquel cette étude a été menée, ainsi que de la dimension réduite du voile, les longueurs de corrélation identifiées sont à considérer avec précaution.

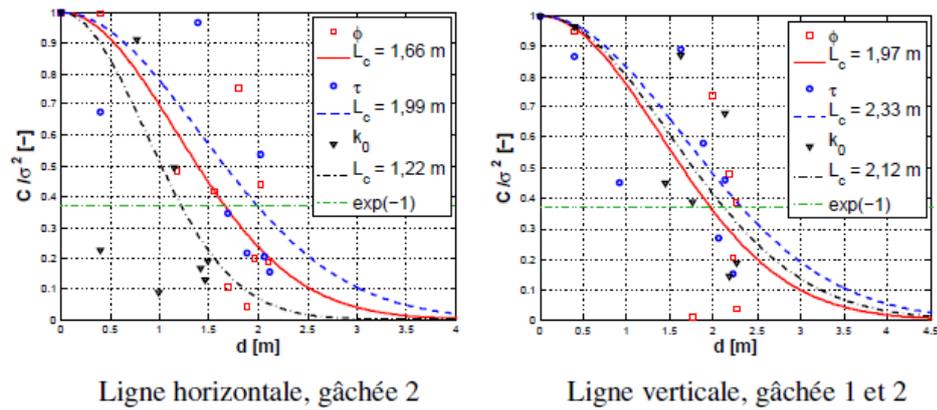


Fig. 1.4. Fonctions de covariance pour la porosité, tortuosité et  $k_0$  sur un voile en béton

La figure 1.5 présente un exemple des variogrammes pour la teneur en chlorure de surface et le coefficient de diffusion apparent qui ont été mesurés sur les carottes (O'Connor 2013). Dans cette étude, les variogrammes sont constitués de très peu de points expérimentaux, dont il y avait cinq prélèvements sur chaque poutre étudiée ( $1.2 \times 1.0 \times 15.2 \text{ m}^3$ ) du pont Ferrycarrig, Irlande. Les différentes formes du modèle de variogramme n'ont pas été considérées. Ici, le modèle gaussien a été choisi a priori car il est utilisé par plusieurs études (Goovaerts 1997). Les longueurs de corrélation sont de l'ordre de 1-2 m pour les deux observables ci-dessus.

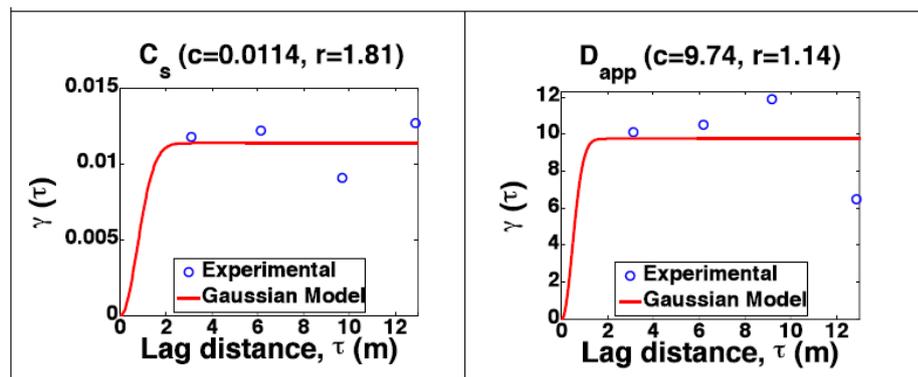


Fig. 1.5. Variogrammes de teneur en chlorure de surface ( $C_s$ ) et de coefficient de diffusion apparente ( $D_{app}$ ) sur une poutre du pont Ferrycarrig, Irlande

Donc, il est nécessaire aujourd'hui de donner plus d'informations sur la corrélation spatiale des propriétés du béton en utilisant par exemple les techniques de CND. L'identification de la corrélation spatiale, pour des mesures issues de CND, est un des objectifs majeurs des projets de recherche nationaux ACDC-C2D2 et ANR EvaDéOS. C'est également un des objectifs principaux de cette thèse.

### 1.3.1. Le variogramme : hypothèses de base et définition

La géostatistique a pour but de mettre en évidence des relations spatiales potentiellement existantes présentant la structuration du phénomène étudié. Le variogramme est une fonction mathématique utilisée en géostatistique pour décrire les corrélations spatiales (relation spatiale) entre des données issues des mesures, afin d'étudier un phénomène naturel ou une

propriété structurelle. D'une part, il s'agit d'un outil descriptif pour quantifier la variabilité spatiale d'un phénomène étudié. D'une autre part, les méthodes géostatistiques d'interpolation spatiale, en particulier pour le Krigeage, où des algorithmes de simulation nécessitent un modèle analytique qui peut être déduit à partir de variogramme expérimental (Gringarten 2001). Les paragraphes suivants présentent les caractéristiques du variogramme (quel est l'intérêt du variogramme ? calcul et modélisation du variogramme expérimental).

L'idée fondamentale est qu'un phénomène naturel n'est pas entièrement imprévisible, deux mesures situées l'une près de l'autre devraient se ressembler davantage que deux mesures éloignées. Soient deux points séparés d'une distance  $h$ , notés  $x$  et  $x+h$ , lors de la mesure d'un phénomène, on obtient deux variables aléatoires  $Z(x)$  et  $Z(x+h)$ . Dans ce cas, on a un intérêt à réaliser une bonne estimation des valeurs inconnues pour des points non mesurés qui se situent entre deux points  $x$  et  $x+h$ . La différence entre deux valeurs mesurées par ces deux variables aléatoires est calculée comme suit  $Z(x) - Z(x+h)$ . Elle est également une variable aléatoire, plus petite lorsque les points sont rapprochés, et plus grande lorsque les points sont éloignés. La variance peut être calculée, notée  $Var[Z(x) - Z(x+h)]$ .

Un phénomène naturel s'étend dans l'espace, dit phénomène régionalisé. Les études réalisées se font sur des domaines bornés. La variable régionalisée, de nature numérique, est utilisée pour décrire un phénomène régionalisé sur un domaine borné. Elle est considérée comme une fonction aléatoire  $Z(x)$  de réalisation sur le point  $x$ . La fonction aléatoire est dite stationnaire si sa loi spatiale est invariante par translation (Matheron 1970). On considère  $n$  points différents  $(x_1, x_2 \dots x_n)$ , si  $h$  est un vecteur quelconque, les variables aléatoires  $(Z(x_1), Z(x_2) \dots Z(x_n))$  ont alors la même loi spatiale que les variables aléatoires  $(Z(x_1+h), Z(x_2+h) \dots Z(x_n+h))$ . Les caractéristiques de la fonction aléatoire ne peuvent qu'être estimées à partir des données s'appuyant sur des hypothèses de stationnarité. Ces hypothèses ont été synthétisées dans plusieurs documents de la littérature (Marache 2002, Baillarger 2005). Elles sont classées en deux types :

(1) Stationnarité de second ordre :

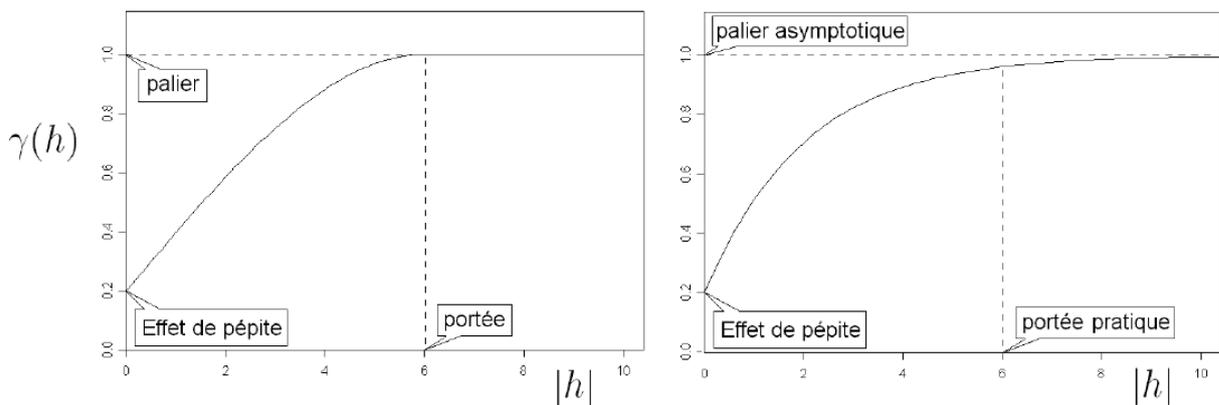
- L'espérance de  $Z(x)$  existe et est la même pour tous les points  $x$ , c'est-à-dire que  $E[Z(x)] = m$ .
- La covariance entre  $Z(x)$  et  $Z(x+h)$  existe et dépend uniquement de la distance  $h$ . La fonction de cette covariance est appelée « covariogramme » telle que  $C(h) = Cov[Z(x), Z(x+h)]$ .

(2) Stationnarité intrinsèque :

- L'espérance de  $Z(x) - Z(x+h)$  est nulle, c'est-à-dire que  $E[Z(x) - Z(x+h)] = 0$ .
- La variance de  $Z(x) - Z(x+h)$  existe et dépend uniquement de la distance  $h$ . La fonction de cette variance est appelée « variogramme ».

Le variogramme,  $\gamma(h)$ , est un outil descriptif pour étudier la corrélation spatiale d'un phénomène naturel, par exemple des propriétés d'un sol, d'un massif ou du béton d'une structure. Il est considéré comme une fonction aléatoire de la distance  $h$  qui est définie dans l'équation 1.5. Il est également appelé « semi-variogramme ». La confusion de la terminologie variogramme et semi-variogramme a été expliquée par Bachmaier et Backes (Bachmaier 2008). Car la différence entre les points écartés de la distance  $h$  est caractérisée en pratique par la moitié de la variance de  $Z(x) - Z(x+h)$ .

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} E \left[ (Z(x) - Z(x+h))^2 \right] = \frac{1}{2} \text{Var} [Z(x) - Z(x+h)] \quad (1.5)$$



**Fig. 1.6. Exemple de variogrammes (Baillarger 2005)**

Le variogramme est habituellement croissant en fonction de  $h$ , synthétise beaucoup d'informations concernant le comportement conjoint des variables aléatoires. La figure 1.6 présente un exemple de variogrammes avec leurs caractéristiques principales : l'effet de pépité, la portée et le palier.

L'effet de pépité, noté  $C_o$ , représente la variation de deux mesures infiniment proches. Elle peut provenir de la variabilité à très petite échelle (échelle plus petite que la distance minimale entre deux points de mesure) et de l'erreur des mesures (appareil, lecture, etc.).

Si le variogramme est borné, la fonction aléatoire associée est stationnaire de second ordre. Le variogramme peut atteindre un palier, noté  $C + C_o$ , qui est égal à la variance de la variable aléatoire. Il s'agit de la variance commune aux variables aléatoires  $Z(x)$  pour tous les points  $x$ . Le palier indique qu'il n'y a plus de dépendance spatiale entre les données au-delà d'une distance appelée « portée », notée  $a$ . D'autre fois, le variogramme ne montre qu'un palier asymptotique (ex. modèle exponentiel illustré dans la figure 1.6), donc une portée pratique est définie par la distance à laquelle le variogramme atteint 95% de la valeur de son palier.

Si le variogramme n'est pas borné, la fonction aléatoire associée est seulement stationnaire intrinsèque. Il ne possède ni portée, ni palier. Ce type de variogramme peut être observé pour les données présentant une dérive (un gradient de propriétés par exemple).

Le variogramme est utilisé aujourd'hui pour analyser la dépendance spatiale des données issues d'une multitude de domaines. La théorie de variogramme est développée en continu afin de modéliser des données spatio-temporelles (Porcu 2007) contenant à la fois la variabilité spatiale et la variabilité temporelle d'un phénomène naturel, par exemple la teneur en eau dans le sol (Snepvangers 2003). En génie civil, la variabilité temporelle du béton est une question difficile et complexe. Elle sera par la suite potentiellement évaluée à l'aide de variogramme et de techniques de CND.

### 1.3.2. Estimation du variogramme

En réalité, le variogramme expérimental est couramment calculé à l'aide de l'équation 1.6, avec  $N(h)$  est le nombre de paires dont les points écartés d'une distance  $h$ .

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum^{N(h)} [Z(x) - Z(x+h)]^2 \quad (1.6)$$

Soit un ensemble de données expérimentales, on peut calculer le variogramme omnidirectionnel sans tenir compte de la direction, et des variogrammes directionnels selon certaines directions spécifiques. Car la corrélation spatiale du phénomène naturel étudiée n'est pas nécessairement identique dans toutes directions, notamment dans un espace en 3D.

Le variogramme expérimental est plus fiable à des petites distances pour l'étape de la modélisation (Webster 2007, Lark 2002). Le choix de la distance (le pas) maximale du variogramme est la première étape importante lors de l'estimation du variogramme. En réalité, il est calculé pour les distances inférieures à la moitié de la distance maximale entre deux points de mesures dans toutes les directions (Rossi 1992, Arnaud 2000), ou du diagonal d'une zone rectangulaire (Truong 2013).

Il est important de préciser les problèmes rencontrés lors de la construction d'un variogramme et de proposer des solutions possibles pour obtenir la meilleure estimation.

- La contribution d'une donnée extrême présentant une valeur erronée ou une valeur très locale (ex. points très endommagés à la surface auscultée en béton) peut être déterminante. La position de cette donnée, en périphérie ou au centre de la zone étudiée, introduit respectivement une tendance croissante ou décroissante sur le variogramme. Il faut enlever la donnée extrême pour le calcul et la modélisation du variogramme expérimental afin de mieux considérer la corrélation spatiale à une grande échelle.
- Les données mesurées (brutes) peuvent présenter une dérive. Dans ce cas, on peut soit utiliser le variogramme généralisé (Chilès 1979), soit calculer le variogramme avec les données résiduelles dites données corrigées après une élimination de la dérive. Les données corrigées sont calculées par l'équation sous forme de régression linéaire ou quadratique.

- Le pas d'échantillonnage n'est pas régulier selon les zones étudiées. Il se produit beaucoup de paires à petite distance, et très peu de paires à grande distance. Il devient plus compliqué si l'on considère deux zones présentant la variabilité très différente. Dans ce cas, les variogrammes sont séparément calculés pour chaque zone si possible. On peut également uniformiser l'échantillonnage (sous-échantillonnage) pour un seul variogramme.
- En réalité, on vise à calculer un variogramme expérimental ayant au moins 30-50 paires de données  $N(h)$  pour chaque distance  $h$  (Journel 1978, Rossi 1992). La distance reliant un faible nombre de paires est moins importante lors de l'analyse du variogramme. Il faut avoir un minimum de données, en général, plus de 30 points de mesures pour un variogramme omnidirectionnel, plus de 60 points de mesures pour un variogramme directionnel.

### 1.3.3. Modélisation du variogramme

Une stratégie de la modélisation du variogramme expérimental (cas 2D) est proposée en posant les étapes principales ci-dessous :

- Calculer les variogrammes directionnels selon différentes directions (ex.  $0^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $135^\circ$ ) ainsi que le variogramme omnidirectionnel.
- Vérifier les critères empiriques :  $N(h) \geq 30$ ,  $h < d_{\max}/2$
- Si nécessaire, augmenter la tolérance angulaire ou le pas de calcul de façon à augmenter  $N(h)$ .
- Déterminer s'il y a anisotropie (différences de palier ou de portées qui ne peuvent raisonnablement être imputées à des fluctuations aléatoires du variogramme). Une bonne méthode consiste d'abord à ajuster le variogramme omnidirectionnel et de vérifier si ce modèle est acceptable pour les différents variogrammes directionnels. L'effet de pépite et le palier en particulier devraient être estimés à l'aide du variogramme omnidirectionnel et gardés constants lors de l'ajustement des variogrammes directionnels. Si les paliers changent d'une direction à l'autre, on peut soit essayer de modéliser une anisotropie zonale, soit adopter un palier compromis, surtout si l'ajustement est adéquat à courte distance.
- Procéder à l'ajustement d'un modèle anisotrope ou isotrope, (a) soit par la méthode manuelle basée sur le calcul de l'erreur entre les modèles théoriques et le variogramme, plus localement pour des points du variogramme avant la portée, (b) soit par la régression pondérée ou non-linéaire. Les modèles les plus usuels sont synthétisés dans le Tableau 1.6. Il est possible de combiner deux ou plusieurs modèles sur le même variogramme (Webster 2007).

**Tableau 1.6. Fonctions de modèles théoriques**

Modèle	Fonction	Commentaires
Pépite pure	$\gamma(h) = \begin{cases} 0 & \text{si } h = 0 \\ C_o & \text{si } h > 0 \end{cases}$	palier exact, sans portée
Linéaire avec palier	$\gamma(h) = \begin{cases} C_o + C \frac{h}{a} & \text{si } 0 \leq h \leq a \\ C_o + C & \text{si } h > a \end{cases}$	palier exact, portée exacte
Puissance	$\gamma(h) = C_o + C \left( \frac{h}{a} \right)^b, 0 < b < 2$	ni palier, ni portée
Sphérique	$\gamma(h) = \begin{cases} C_o + C \left( 1.5 \frac{h}{a} - 0.5 \left( \frac{h}{a} \right)^3 \right) & \text{si } 0 \leq h \leq a \\ C_o + C & \text{si } h > a \end{cases}$	palier exact, portée exacte
Exponentiel	$\gamma(h) = C_o + C \left( 1 - \exp \left( \frac{-3h}{a} \right) \right)$	palier asymptotique, portée pratique
Gaussien	$\gamma(h) = C_o + C \left( 1 - \exp \left( -3 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right) \right)$	palier asymptotique, portée pratique

- Adopter les modèles les plus simples possibles qui permettent un ajustement adéquat. Des modèles concurrents sont comparés à l'aide de la technique de validation croisée (Isaaks 1989, Kitanidis 1997, Olea 1999, Chiles 1999). La validation croisée consiste à éliminer temporairement une valeur mesurée  $Z(x_i)$  du point  $x_i$  de l'ensemble des données, puis à estimer sa valeur  $\hat{Z}(x_i)$  et son écart type  $\sigma_k(x_i)$  par krigeage à l'aide des données restantes et du modèle de variogramme utilisé. On peut définir :

- une erreur d'estimation :  $e(x_i) = Z(x_i) - \hat{Z}(x_i)$  (1.7)

- une erreur standardisée :  $e_s(x_i) = \frac{e(x_i)}{\sigma_k(x_i)}$  (1.8)

- une erreur relative :  $e_r(x_i) = \frac{Z(x_i) - \hat{Z}(x_i)}{Z(x_i)}$  (1.9)

Cette opération est répétée pour tous les points. La qualité du modèle est d'autant meilleure que :

- La moyenne des erreurs d'estimation et des erreurs standardisées est plus proche de 0. Ce critère assure la contrainte sans biais.

- La variance des erreurs d'estimation est plus faible. Ce critère représente la robustesse de l'estimateur et renseigne sur la précision de l'estimation.
- La variance des erreurs standardisées est plus proche de 1. Ce critère indique que l'écart type de krigeage reflète correctement la précision de l'estimation.
- La moyenne des erreurs relatives est plus proche de 0. Ce critère représente la bonne précision de l'estimateur.
- La corrélation entre  $Z(x_i)$  et  $\hat{Z}(x_i)$  est plus proche de 1 et le nuage de corrélation plus resserré.

### 1.3.4. Krigeage

Le krigeage l'une des méthodes les plus robustes parmi les méthodes d'interpolation spatiale principales (Webster 2007). Il s'agit de la première méthode géostatistique prenant en compte la corrélation spatiale des données sous forme d'un modèle de variogramme. Il est un interpolateur exact puisqu'il restitue les valeurs connues aux points de mesure. Il permet aussi d'évaluer la précision de l'estimation en chaque point du champ étudié. Le terme krigeage provient du nom de l'ingénieur mineur sud-africain Krige D.G. (1919-2013). Cette méthode a été formalisée par un mathématicien et géologue français Matheron G. (1930-2000). L'idée fondamentale du krigeage est d'estimer la valeur  $Z^*(x)$  de la variable régionalisée étudiée pour un point non mesuré  $x$  par une combinaison linéaire des valeurs mesurées  $Z(x_i)$  de son voisinage. Cette combinaison est décrite par l'équation 1.10. Les poids  $\lambda_i$  associés à chacune des valeurs mesurées sont choisis de façon à obtenir une estimation sans biais, en minimisant la variance d'estimation. Ces poids dépendent de la localisation des mesures et de leur structure de corrélation spatiale.

$$Z^*(x) = m + \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i) \quad (1.10)$$

$$Z^*(x) = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i) \quad (1.11)$$

$$Z^*(x) = m + \sum_{i=1}^n \lambda_i (Z(x_i) - m) \quad (1.12)$$

Dans le cadre stationnaire, il y a deux formes particulières de krigeage, qui se distinguent par la forme de l'espérance de la variable étudiée.

- Le krigeage ordinaire (Eq. 1.11) suppose que l'espérance de la variable régionalisée soit constante et inconnue. Pour que l'estimateur soit sans biais, il faut imposer la contrainte que la somme des poids  $\lambda_i$  est égal à 1 ( $\sum \lambda_i = 1$ ). Dans le cas du krigeage ordinaire, l'hypothèse intrinsèque est seulement requise.

- Le krigeage simple (Eq. 1.12) suppose que l'espérance de la variable régionalisée soit constante et connue. Il n'est pas imposé de contrainte sur les poids  $\lambda_i$ . Dans le cas du krigeage simple, l'hypothèse de stationnarité est nécessaire. Il n'est pas possible d'effectuer un krigeage simple si le variogramme ne montre pas de palier.

Les résultats du krigeage peuvent être influencés par les facteurs ci-dessous :

- Les caractéristiques du variogramme :
  - Si le variogramme représente une structure spatiale importante des données (ex. il existe une portée, un palier et un faible effet de pépité), le choix du modèle de variogramme a donc peu d'influence sur les résultats du krigeage, notamment pour les petites distances inférieures à la portée. Le krigeage ordinaire et le krigeage simple fournissent les résultats identiques pour les petites distances. Par contre, le krigeage simple consiste essentiellement en une moyenne des points du voisinage, l'estimation est donc simplement la moyenne supposée connue ( $m$ ) pour les grandes distances.
  - La variance d'estimation augmente lorsque l'effet de pépité augmente, relativement à un plateau fixe. Inversement, la variance d'estimation diminue lorsque la portée augmente.
  - Pour le même coût d'échantillonnage (même nombre de mesure), on peut obtenir des estimations beaucoup plus précises si l'on ajuste la stratégie d'échantillonnage à l'anisotropie (dans la direction de plus faible portée).
- Effet d'écran : les points les plus proches obtiennent les poids les plus importants. L'effet d'écran diminue lorsque l'effet de pépité augmente.
- La variance d'estimation dépend de la taille de la zone à estimer et de la position des points entre eux.
- Le krigeage présente un biais conditionnel. Cette propriété implique que l'estimation par krigeage soit plus lisse que la variabilité réelle de la propriété. C'est-à-dire que la variance des valeurs estimées est plus faible que la variance des valeurs réelles.
- Les valeurs estimées par krigeage peuvent être utilisées comme les nouvelles données d'entrée. Les krigeages subséquentes ne s'en trouvent pas modifiés, mais les variances d'estimation sont diminuées.

Il existe également le krigeage universel, qui repose sur l'hypothèse que l'espérance de la variable régionalisée est une fonction des coordonnées spatiales. Ce type de krigeage n'est pas stationnaire par rapport à l'espérance contrairement aux deux autres. De plus, le krigeage est possible d'intégrer des variables régionalisées auxiliaires : le krigeage avec dérive externe (Goovaerts 1997) et le cokrigeage (Wackernagel 2003). Le krigeage avec dérive externe suppose que l'espérance de la variable principale dépend des variables auxiliaires. Le cokrigeage est une extension du krigeage qui peut être réalisée lorsque deux ou plusieurs

variables régionalisées sont disponibles et corrélées entre elles. Ces variables se situent, soit aux mêmes points de mesure, soit aux différents points de mesure. Elles sont appelées respectivement variables isotopiques ou hétérotopiques. La dépendance spatiale des variables est prise en compte à l'aide de variogramme croisé, lorsque les covariances sont symétriques. Il existe également deux types principaux : le cokrigage ordinaire et le cokrigage simple. Si l'on considère deux variables, la variable principale  $Z(x)$  et la variable secondaire  $Y(x)$ , la fonction du variogramme croisé est présentée dans l'équation 1.13. Les résultats de cokrigage ordinaire sont donc estimés par l'équation 1.14. La contrainte sans biais est assurée en imposant la somme des poids  $\lambda_i$  est égal à 1, et la somme des poids  $\alpha_i$  est égal à 0. Le cokrigage permet d'améliorer l'estimation de la variable principale par l'apport de variables auxiliaires mieux échantillonnées.

$$\gamma_{ZY}(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum^{N(h)} [Z(x) - Z(x+h)][Y(x) - Y(x+h)] \quad (1.13)$$

$$\begin{cases} Z(x) = \sum_{i=1}^{n_z} \lambda_i Z(x_i) + \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_i Y(x_i) \\ \sum_{i=1}^{n_z} \lambda_i = 1 \\ \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_i = 0 \end{cases} \quad (1.14)$$

## 1.4. ÉVALUATION NON DESTRUCTIVE DES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS

### 1.4.1. Utilisation d'une seule technique – principe et limites

#### 1.4.1.1. Principe

La quantification des propriétés du matériau est l'objectif le plus sévère pour les investigations par des techniques non destructives. Elle comprend trois évaluations principales présentées par Breysse (Breysse 2012a) : (a) l'évaluation mécanique (module, résistance), (b) l'évaluation de la teneur en eau (ou humidité), et (c) l'évaluation de la corrosion. Ces évaluations portent sur les indicateurs de la performance mécanique et de la durabilité.

Dans un premier temps, le choix d'une technique dépend de l'objectif d'évaluation (ex. propriété d'intérêt avec un niveau de confiance donné, coût de la mesure), ou de la nature présumée des défauts. Il est dans ce cas nécessaire de considérer cinq facteurs importants cités par McCann et Forde (McCann 2001) : la profondeur d'investigation souhaitée dans la structure, les dimensions de pénétration verticale et horizontale selon la technique et le dispositif utilisé, le contraste des propriétés physiques entre l'anomalie et l'environnement, le

rapport signal sur bruit et la possibilité d'acquérir des informations préalables sur l'ouvrage. De plus, l'échelle d'investigation et la vitesse d'avancement (temps de mesure) doivent être prises en compte (Lataste 2002).

Les mesures de CND ne sont pas liées directement aux propriétés d'intérêt du béton appelées « les indicateurs  $X$  ». Leur résultat est souvent sous forme de paramètres physiques (vitesse ou amplitude de propagation d'ondes, résistance électrique, rebond, etc.) appelés « les observables  $Y$  ». Les relations physiques réelles entre observables et indicateurs sont inconnues. Passer des uns aux autres requiert de connaître les lois  $Y = f(X)$ . Dans un cas général, une procédure composée de trois étapes principales est proposée par Bungey et *al.* (Bungey 2006) pour l'interprétation des résultats de mesures : (i) le calcul des observables sous formes de valeurs moyennes afin d'évaluer les indicateurs, (ii) l'étude de la variabilité des observables peut fournir l'information plus précise et classer les différentes zones de propriétés, (iii) la calibration et/ou l'application pour différents cas d'étude. La norme européenne EN 13791:2007 propose particulièrement une procédure alternative pour évaluer la résistance à la compression dans les structures et les éléments préfabriqués. Cette procédure repose sur un nombre limité de prélèvements et une courbe de corrélation de référence (Gkatzamanis 2011, Breysse 2012b).

#### **1.4.1.2. Limites**

Le challenge est d'obtenir une valeur représentative du volume d'investigation, qui dépend de la variabilité du CND et du niveau de confiance. Breysse a fait une synthèse des erreurs principales (a), (b), (c) qui doivent être évitées lorsqu'on développe un modèle pour évaluer la résistance à la compression ( $f_c$ ) du béton à l'aide de techniques d'ultrason et de rebond (Breysse 2012b). Toutefois, cette synthèse peut être appliquée à tous les types de techniques de CND.

(a) Le modèle universel n'existe pas pour tous les types de béton. Par conséquent, la calibration du modèle retenu est nécessaire.

(b) En général, un modèle n'est identifié qu'à partir des données empiriques. La qualité de l'évaluation dépend de la forme du modèle et de la qualité des mesures (technique et protocole de mesure). Ces facteurs sont analysés comme suivants :

- Les modèles de régression les plus usuels sont la loi de puissance, la loi linéaire, la loi polynômiale et la loi exponentielle (Tableau 1.7). Ces modèles sont souvent décrits en termes de valeurs de leurs paramètres statistiques et du coefficient de détermination. Toutefois, l'écart-type sur les paramètres du modèle utilisé doit être analysés car il indique le niveau d'importance de la régression. Le tableau 1.7 présente le nombre des modèles empiriques qui sont disponibles dans la littérature pour étudier les relations entre la résistance du béton avec la vitesse ultrasonore  $f(V)$  et avec le rebond  $f(R)$  (Breysse 2012b). Les modèles multilinéaires (ex. polynôme d'ordre 2) semblent ne pas être les meilleurs

pour décrire la relation entre observables et indicateurs. Des modèles non linéaires sont probablement meilleurs et peuvent être utiles. Les observables peuvent être sensible à la fois à plusieurs indicateurs. Lorsque la variabilité de ces indicateurs n'est pas contrôlée, il n'est pas possible de déduire directement la valeur de l'indicateur qui sera évalué.

**Tableau 1.7. Nombre des modèles existants pour estimer la résistance du béton**

Type de modèle	Forme	$f_c = f(V)$	$f_c = f(R)$
Exponentiel	$X = a e^{bY}$	26	8
Puissance	$X = a Y^b$	17	31
Linéaire	$X = a Y + b$	18	28
Polynôme (2)	$X = a Y^2 + b Y + c$	6	15
Divers		3	7

- Les mesures sont imparfaites et font l'objet d'incertitudes. Une donnée, par nature, peut être incertaine (elle est erronée et doit être enlevée pour le calcul), imprécise (bruit sur les mesures), incomplète (profondeur, volume d'investigation) et inconsistante (dérive sur les mesures) (Pollard 2010). La qualité du modèle dépend de ces incertitudes. Les incertitudes peuvent être limitées par la maîtrise des mesures et l'augmentation de leur nombre. Le nombre de mesures doit être estimé à différentes échelles pour chaque technique CND utilisée. Par exemple, on effectue souvent au moins 10 mesures de rebond sur une éprouvette et dans une petite zone de mesure pour calculer une valeur moyenne et son écart type. On peut également faire une analyse statistique plus profonde en éliminant les mesures aberrantes ou extrêmes.

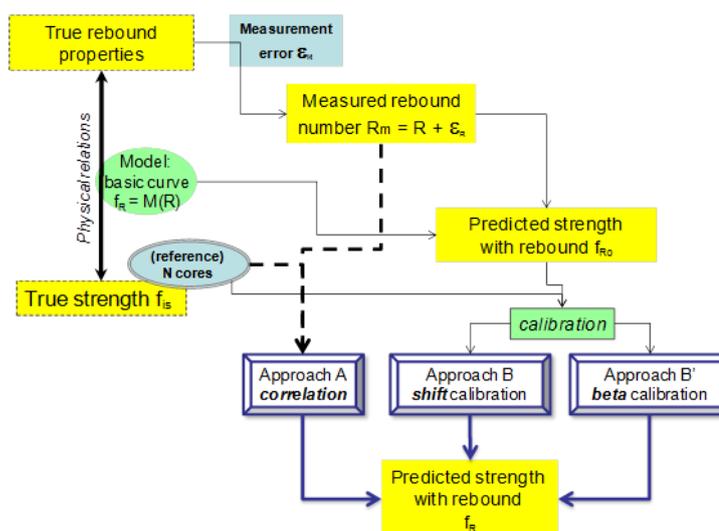
(c) Il est difficile de réaliser une extension du champ de validité pour un modèle de régression. L'extrapolation d'un modèle identifié est possible, mais la qualité d'estimation est décroissante lorsque l'intervalle du champ de validité est croissant, soit avant le premier point statistique, soit après le dernier point statistique du modèle. Par exemple, on applique un modèle  $f_c = f(V)$  pour le béton ordinaire, afin d'estimer la résistance du béton haute performance. De plus, l'extension du champ de validité entraîne les facteurs d'influence supplémentaires (ex. type de ciment, taille de granulats, âge du béton, variation de température et d'humidité, etc.). Dans les structures réelles, la plupart de ces facteurs sont les paramètres non contrôlés.

#### **1.4.1.3. Calibration des modèles in situ**

Pour l'évaluation d'un béton inconnu, l'étape de la calibration est nécessaire et obligée pour valider les résultats des mesures issues du CND. La calibration repose sur les mesures destructives qui sont normalement l'essai en laboratoire sur prélèvements, ou sur les mesures semi-destructives telles que l'essai d'arrachement (ex. Lok-Test, Capo-Test). Toutefois, elles doivent consister en un nombre limité d'essais, qui peuvent être positionnés à l'aide de techniques de CND.

Dans le cadre de cette étude, la calibration n'est utilisée que pour l'évaluation mécanique du béton, notamment en utilisant deux techniques d'ultrason et de rebond. Avant la sortie de la norme européenne EN 13791:2007, un processus de calibration a été proposé par Kheder (Kheder 1999). Il est composé de deux étapes : (1) l'identification des régressions linéaires multiples, (2) la corrélation linéaire entre résistances estimées par le modèle identifié dans la première étape et celles mesurées sur un nombre limité de prélèvements (5 à 10 carottages). La figure 1.7 représente un schéma de deux possibilités pour identifier la résistance à la compression du béton sur site par les mesures de CND : l'approche A appelée corrélation, et l'approche B appelée calibration. Elle est décrite pour les mesures de rebond, mais le même principe peut être réalisé pour les mesures d'ultrason. L'information obtenue sur prélèvements, dans ce cas, la résistance à la compression, peut être utilisée (a) soit pour identifier un modèle spécifique en forme d'une courbe de corrélation, (b) soit pour recalculer la valeur estimée par un modèle à priori. Le nombre minimal de prélèvements, noté  $N$ , requiert 18 pour l'approche A et de 9 pour l'approche B. Toutefois, ces grands nombres ne peuvent pas être adoptés dans certains cas, en raison de contraintes pratiques telles que la sécurité, l'accès (ex. centrale nucléaire) et la contrainte économique. L'influence du nombre de prélèvements pour la calibration a été analysée par Breyse dans une étude basée sur les simulations synthétiques des données, particulièrement afin d'évaluer la résistance mécanique des bétons par les deux techniques ultrason et rebond (Breyse 2012b). Cette étude montre que :

- Si  $N > 5$  ou 6, l'approche A est plus fiable.
- Si  $N = 5$ , deux approches A et B ont la même fiabilité.
- Si  $N = 3$  ou 4, l'approche B est plus fiable.
- Si  $N = 1$  ou 2, il est possible uniquement d'utiliser l'approche B, mais l'incertitude peut être grande.



**Fig. 1.7. Schéma de deux approches proposées par la norme EN 13791 pour la calibration d'un modèle (Breyse 2010, 2012b)**

Il est également possible de proposer une stratégie d'investigation dite intelligence permettant d'optimiser le processus de la calibration :

- Effectuer les mesures non destructives sur un grand nombre (noté  $n$ ) de points distribués sur l'ensemble de la surface auscultée. Elles permettent d'identifier les zones contrastées ayant des données extrêmes (soit plus fortes, soit plus faibles), d'analyser la distribution statistique (cumulative, fréquence) des données, et de considérer la corrélation spatiale des données (si  $n \geq 30$  selon un critère empirique présenté dans les paragraphes 1.3.2 et 1.3.3).
- Sélectionner  $N$  points sur lesquels on réalise les prélèvements et les mesures destructives (ou semi-destructives).
- Calibrer le modèle  $X = f(Y)$  selon l'approche A ou B dépendant du nombre  $N$  utilisé.

#### **1.4.2. Combinaison des techniques de CND – principe et limites**

L'idée de la combinaison de deux ou plusieurs techniques de CND est ancienne pour qualifier l'évaluation des propriétés du béton, en particulier pour la résistance à la compression. De nombreux travaux de recherche ont été réalisés depuis les années 1960 dans ce domaine, tant sur des éprouvettes en laboratoire que sur des structures réelles en utilisant des prélèvements, en améliorant la qualité de la corrélation entre la propriété recherchée et les paramètres mesurés. Historiquement, les premiers travaux ont été cités dans l'article de Samarin sur la méthode de combinaison (Malhotra 2004). Ils ont été essentiellement consacrés à la combinaison de mesures par ultrasons et le rebond, pour lesquelles une corrélation plus forte est attendue si les deux techniques sont combinées au lieu d'être utilisées séparément.

Au cours du développement du CND en génie civil, les différentes combinaisons (ex. radar et ultrason, radar et impact-écho, etc.) ont été proposées pour différents objectifs (SENSO 2009, Breysse 2012a). Dans le projet SENSO, un vaste programme expérimental à l'aide de techniques de CND a été consacré à quantifier les corrélations entre les paramètres mesurés et certaines propriétés du béton telles que la résistance à la compression, le module d'Young, la porosité et la teneur en eau. Il a été démontré qu'il est facile d'identifier les corrélations entre la résistance du béton et quelques paramètres de CND (ex. vitesse ultrasonore, résistivité électrique, etc.). Cependant, ces corrélations dépendent de la condition relative à la teneur en eau. Ainsi, la régression entre la résistance du béton et des paramètres mesurés peut être fautive si l'on ne contrôle pas la variation de la teneur en eau, l'évaluation de résistance est donc très incertaine. Cette information justifie encore la combinaison des techniques. Trois types de combinaison ont été présentés (Breysse 2012a) :

- (a) Comparaison des résultats issus de deux ou plusieurs techniques, en servant au niveau d'objectifs (i) cité dans le paragraphe 1.1.2.

- (b) Comparaison des résultats issus de deux ou plusieurs techniques, afin d'améliorer l'interprétation des résultats. Par exemple, la teneur en eau sur la surface du béton a été quantifiée en comparant plusieurs techniques telles que la thermographie infrarouge, la résistivité électrique, et la capacitive (Sirieix 2007).
- (c) Usage d'une technique « rapide » dans la première étape d'auscultation (pré-auscultation) afin d'obtenir des informations au préalable. La deuxième technique plus fiable est utilisée dans les zones sélectionnées à l'aide de la pré-auscultation. Ces deux étapes d'investigation ont été également décrites dans le guide d'IAEA (IAEA 2002). Elles peuvent servir aux niveaux d'objectifs (ii) et (iii) cités dans le paragraphe 1.1.2.

Toutefois, la combinaison des techniques comprend les limites de chaque technique individuelle. La qualité d'une évaluation peut être affectée par plusieurs facteurs : les caractéristiques du béton étudié, la variabilité des propriétés dans le béton, la forme du modèle de régression utilisé, et les erreurs liées aux mesures si l'on ne contrôle pas les conditions de mesures.

La validité d'une combinaison peut être estimée en se basant sur le niveau de confiance obtenu (la qualité d'évaluation), l'augmentation du coût liée au nombre de mesures et aux techniques dites « chère », la facilité de la réalisation sous des contraintes pratiques, et la complexité lors de l'interprétation des résultats.

#### **1.4.2.1. Méthode SonReb**

La SonReb est une méthode de combinaison entre la technique sonique et le rebond, qui permettent d'effectuer des mesures simples et rapides afin d'évaluer la résistance à la compression des bétons. Elle a été développée par la RILEM TC 43-CND sous la direction de Facaoaru (Facaoaru 1993). Cette méthode consiste à prendre la valeur moyenne de vitesse ultrasonore ( $V$ ) issue de deux à quatre mesures et la valeur moyenne de rebond ( $R$ ) issue au moins neuf mesures sur chaque éprouvette, puis la résistance à la compression du béton est estimée à l'aide de courbes à trois dimensions, appelé nomogramme. La figure 1.8 représente deux exemples : (a) des courbes de résistances en fonction de la vitesse ultrasonore et du rebond, (b) des courbes de rebond en fonction de la résistance et de la vitesse ultrasonore. La résistance du béton est décrite comme une équation de deux variables  $f_c = f(V, R)$ . Plusieurs formes ont été utilisées pour les équations (ex. linéaire, puissance, exponentielle, etc.) (Malhotra 2004, Breyse 2012b). La méthode SonReb a été largement appliquée en Roumanie. Elle est aujourd'hui la méthode la plus usuelle pour estimer la résistance du béton dans les structures.

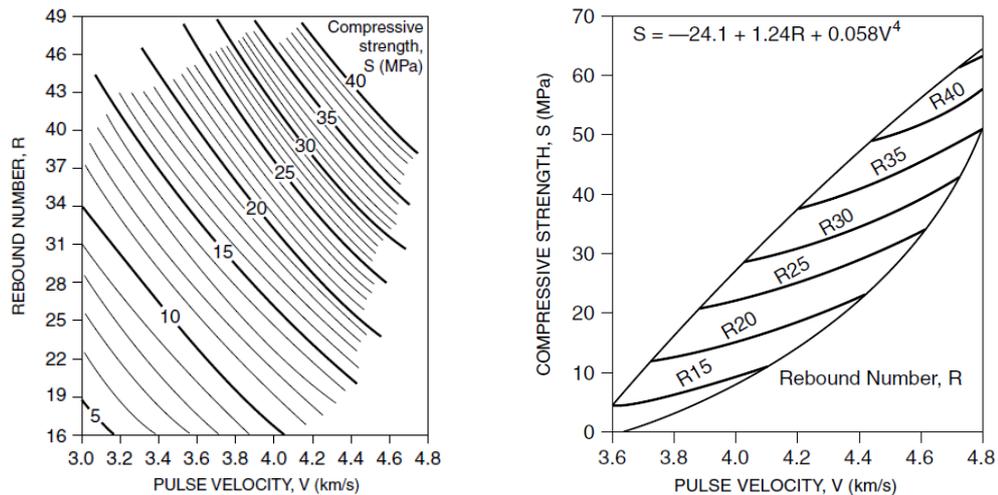


Fig. 1.8. Nomogramme pour des courbes de (a) résistance, de (b) rebond.

La précision de la méthode SonReb est définie par l'intervalle dans laquelle 90% des valeurs estimées conforme aux valeurs mesurées par les essais destructifs sur la même éprouvette. Elle dépend de différentes conditions : (a) 10-13% lorsque la composition du béton est connue et les éprouvettes ou prélèvements sont disponibles, (b) 12-15% lorsque les éprouvettes ou prélèvements sont seulement disponibles, (c) 15-20% lorsque la composition du béton est seulement connue, (d) >20% lorsque les deux conditions sont indisponibles. La méthode SonReb comprend deux limites principales :

- De nombreux facteurs influent sur les résultats de la vitesse ultrasonore et du rebond. Une série des coefficients de correction a été proposée dans la recommandation TC 43-CND pour considérer ces facteurs. Il s'agit de l'influence du type de ciment, du dosage en ciment, du type de granulats, du volume des granulats fins, de la taille maximale des granulats, et de l'adjuvant. Le résultat final est donc ajusté par rapport à la résistance de référence par le nomogramme.
- Si certains coefficients sont identifiés, leur valeur ainsi que les corrélations de base (courbes de référence) sont seulement ajustées sur une série de bétons. Ce n'est pas un ajustement universel.

#### 1.4.2.2. Méthode déterministes

##### (a) Régressions multiples

L'analyse descriptive des données repose sur la régression par différentes façons. La première façon est d'établir des corrélations sur des données paires, appelée analyse univariée. La norme EN 13791:2007 a été consacrée au cas d'une régression simple, ex.  $f_c = f(V)$  ou  $f_c = f(R)$ . Elle est donc utilisée de manière à estimer la résistance du béton aux endroits où il y a seulement une technique non destructive. De plus la logique resterait identique dans le cas d'une *régression multiple* qui est une généralisation de la régression simple.

La seconde façon consiste à établir des corrélations d'une variable à estimer avec deux ou plusieurs variables explicatives indépendantes (observables), appelée analyse multivariée. Elle est donc utilisée lorsque plusieurs techniques sont utilisées aux mêmes endroits. Par exemple, la résistance du béton est estimée par la combinaison de deux observables (Qasrawi 2000), ou plusieurs observables (Kheder 1999, Sbartai 2012a). Dans le cas de deux observables donnés par deux techniques individuelles (ex. ultrason, rebond), il s'agit d'une analyse bivariée qui décrit des corrélations sous forme d'un modèle de régression  $f_c = f(V,R)$ . De nombreux travaux de recherche ont été consacrés à améliorer la qualité de ces corrélations, soit en utilisant des différentes formes (ex. linéaire, puissance, exponentielle, polynôme, etc.) (Malhotra 2004, Breyse 2012b), soit en calibrant les coefficients d'un modèle *a priori*. Il existe une forte variation de valeur sur les paramètres statistiques des modèles (Breyse 2012b). Cette variation peut être expliquée par plusieurs causes : les relations identifiées sur des éprouvettes de laboratoire ou sur des carottes, l'existence de nombreux facteurs non contrôlés. Il est possible d'appliquer cette méthodologie pour estimer les autres propriétés du béton en adaptant les techniques utilisées. Dans le cas général, la relation d'une variable estimée  $X$  à plusieurs observables ( $Y_1, Y_2 \dots Y_m$ ) peut être décrite sous forme d'un modèle de régression linéaire multiple (Eq. 1.13) ou de régression puissance multiple (voir Kheder 1999). L'équation 1.15 précise la façon dont la variable dépendante est reliée aux variables explicatives, avec  $a_0, a_1 \dots a_m$  sont les coefficients de régression,  $\varepsilon$  est le bruit aléatoire représentant le terme d'erreur. Cette équation est également en forme d'écriture matricielle (1.16) ou de manière plus compacte  $X = Y a + \varepsilon$ .

$$X = a_0 + a_1 Y_1 + a_2 Y_2 + \dots + a_m Y_m + \varepsilon \quad (1.15)$$

$$\begin{pmatrix} x_1 \\ x_i \\ x_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & y_{1,1} & \dots & y_{m,1} \\ 1 & y_{1,i} & \dots & y_{m,i} \\ 1 & y_{1,n} & \dots & y_{m,n} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_i \\ a_m \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} \quad (1.16)$$

La dernière façon, appelée analyse factorielle, considère simultanément un groupe de différentes variables à estimer, qui sont liées à plusieurs observables. Les études récentes ont été consacrées à montrer que certains observables de CND sont sensibles à plusieurs propriétés du béton, par exemple la vitesse ultrasonore dans le béton dépend de la résistance et aussi de la teneur en eau. Pour l'instant, les modèles de régression ont été développés pour évaluer une paire de propriétés, soit résistance-saturation, soit porosité-saturation (SENSO 2009, Nguyen 2012b). Le choix d'une des méthodes décrites ci-dessus est basé sur la nature des observables et l'objectif de chaque investigation.

Il est légitime de se poser cette question : Quel est le meilleur modèle de régression multiple ? Le modèle de régression multiple est souvent estimé par la méthode des moindres carrés pour différentes formes de modèles. Par conséquent, la valeur moyenne de la variable estimée est considérée comme un centre de gravité. Le principe de l'estimation des

coefficients de régression consiste à minimiser la somme des carrés des résidus entre la valeur mesurée  $x_i$  et la valeur calculée  $\hat{x}_i$  par le modèle de régression, illustrée dans l'équation 1.17.

$$\sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_i)^2 \quad (1.17)$$

Il est important de préciser que l'on peut calculer un intervalle de confiance pour chaque coefficient du modèle. La qualité de la régression multiple est évaluée par les critères principaux suivants :

- Le coefficient de détermination ( $r^2$ ) du modèle est calculé par l'équation 1.18 et est variable entre 0 et 1. Il fournit un avis global sur la qualité de la régression multiple. S'il est proche de 1, il signifie que la variable  $X$  est bien expliquée par les variables explicatives  $Y$ . En général, il augmente lorsqu'on rajoute une nouvelle variable explicative.

$$r^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{x}_i - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (1.18)$$

- La liaison globale entre la variable estimée et les variables explicatives est-elle significative ? La réponse peut être donnée à l'aide de test global de Fisher. L'hypothèse nulle ( $H_0$ ) est que tout coefficient de régression soit égal à 0, c'est-à-dire que la variable estimée ne dépend pas des variables explicatives. Au contraire, l'hypothèse ( $H_1$ ) est que la variable estimée dépend d'au moins une variable explicative  $Y_i$ . La valeur statistique  $F$  est calculée par l'équation 1.19. On décide de rejeter  $H_0$  au risque  $\alpha$  de se tromper si  $F > F_{1-\alpha}(m, n-m-1)$  qui est le fractile d'une loi de Fisher.

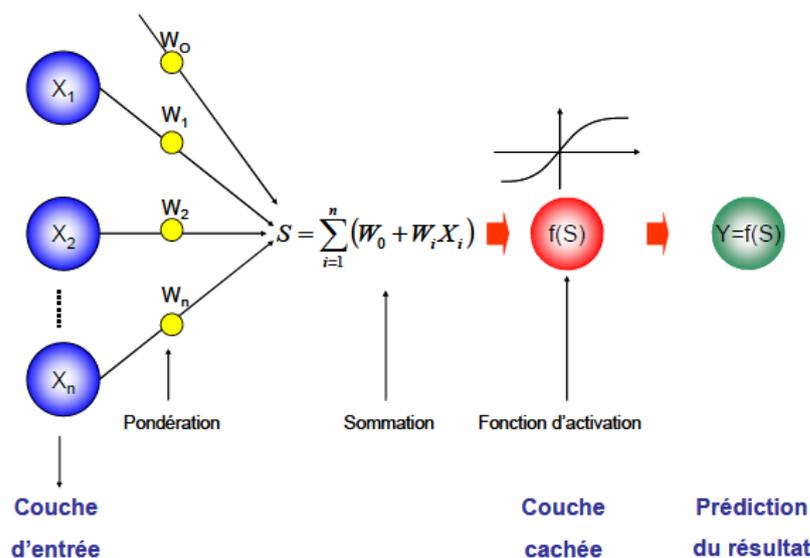
$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{x}_i - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^n (\hat{x}_i - x_i)^2} \cdot \frac{n-m-1}{m} \quad (1.19)$$

- L'apport marginal d'une variable explicative est-il significatif ? Le test de Student sur un coefficient de régression permet de répondre à cette question. L'hypothèse nulle ( $H_0$ ) est qu'un coefficient  $a_i$  est égal à 0, c'est-à-dire que l'on peut supprimer la variable  $Y_i$ . Au contraire, l'hypothèse ( $H_1$ ) est qu'il faut tenir en compte de cette variable dans le modèle de régression multiple. La valeur statistique  $t_i$  est calculée par l'équation 1.20, avec  $s_i$  est l'écart type du coefficient étudié. On décide de rejeter  $H_0$  au risque  $\alpha$  de se tromper si  $|t_i| > t_{1-\alpha/2}(n-m-1)$  qui est le fractile d'une loi de Student.

$$t_i = \frac{\hat{a}_i}{s_i} \quad (1.20)$$

**(b) Réseaux de neurones artificiels**

Les réseaux de neurones artificiels (RNA) sont inspirés de la biologie et représentent un modèle mathématique du fonctionnement du neurone biologique (Jodouin 1994). L'idée est de présenter au RNA des données d'entrée et de sortie, et de lui faire apprendre la relation entre les deux par un processus appelé apprentissage. Le processus d'apprentissage se fait généralement en cinq étapes illustrées dans la figure 1.9. L'objectif de ce processus est de minimiser l'erreur entre la sortie théorique et celle calculée par les RNA.



**Fig. 1.9. Processus d'apprentissage et fonctionnement du RNA**

- Étape 1 : la pondération des entrées

Chaque variable  $X_i$  d'une série des entrées ( $X_1, X_2 \dots X_n$ ) est appelée un neurone (une connexion) en possédant un poids  $W_i$ . Le biais est défini par un poids  $W_0$  d'une variable  $X_0$  égale à 1.

- Étape 2 : La sommation des entrées pondérées

Le somme  $S$  est calculé par l'équation 1.21 comme suit :

$$S = \sum_{i=1}^n (W_0 + W_i X_i) \quad (1.21)$$

- Étape 3 : le calcul de la réponse du neurone

La fonction d'activation est un modèle non linéaire, noté  $f(S)$ , qui permet de calculer la réponse du neurone. Les fonctions d'activation les plus couramment utilisées sont les suivantes :

- Fonction identité :  $f(S) = S$  (1.22)

$$\blacksquare \text{ Fonction sigmoïde : } f(S) = \frac{1}{1 + e^{-S}} \quad (1.23)$$

$$\blacksquare \text{ Fonction tangente hyperbolique : } f(S) = \frac{e^S - e^{-S}}{e^S + e^{-S}} \quad (1.24)$$

- Étape 4 : le calcul de l'erreur entre la sortie théorique et la sortie calculée par les RNA.
- Étape 5 : la modification des poids  $W_i$  pour minimiser l'erreur par un algorithme mathématique spécifique appelé algorithme d'apprentissage.

L'algorithme d'apprentissage le plus utilisé est celui de la rétro-propagation du gradient de l'erreur. Cet algorithme est basé sur le calcul du gradient d'erreur et vise à minimiser l'erreur en sortie du réseau en modifiant les poids. Le gradient de l'erreur, noté  $E_n$ , par rapport à la matrice des poids  $W$  se calcule de la façon suivante :

$$\nabla E_{n/W} = \frac{\partial E_n}{\partial W} \quad (1.25)$$

Les nouveaux poids de la matrice  $W$  à l'étape  $(n+1)$  sont alors calculés par l'équation 1.26, avec  $\eta$  représente le pas d'apprentissage.

$$W_{n+1} = W_n - \eta \nabla E_{n/W} \quad (1.26)$$

Les RNA offrent une alternative pour la modélisation mathématique et font partie des modèles statistiques non paramétriques et non linéaires aptes à répondre aux problématiques d'aide à la décision, de diagnostic, de prédiction, etc. L'application de ce type de modèle n'est apparue qu'au début des années 1990 et leur avantage réside dans leur capacité de généralisation (Dreyfus et *al.* 2004). Cette approche consiste à tester le modèle sur des données non utilisées pour l'ajustement des poids. Elle a été appliquée à la base de données issue des résultats expérimentaux de CND, pour l'évaluation des teneurs en eau et en chlorures, de la résistance à la compression des bétons par une seule technique (Sbartai 2006), ou par la combinaison des techniques (Sbartai 2012b).

### 1.4.2.3. Méthodes probabilistes

#### (a) Introduction

Les approches probabilistes de la combinaison sont également connues sous le nom de « fusion de données ». La fusion de données désigne un ensemble de méthodes mathématiques permettant de combiner des données issues de différentes sources (multi-capteurs, différentes techniques, etc.). L'objectif est de réduire l'incertitude sur l'information, d'obtenir la qualité d'estimation la plus fiable par rapport à celle provenant d'une seule source de données. Les premières applications de la fusion de données concernent essentiellement le domaine militaire (Valet 2000, Koller 2006). Depuis les années de 1990, elles sont utilisées

dans une large gamme de techniques de CND, telle que le traitement du signal et des images (Bloch 1994), l'évaluation des éléments en béton (Ploix 2011, Villain 2012).

La fusion de données porte sur trois formalismes qui sont couramment utilisées : (1) la théorie des probabilités, (2) la théorie des possibilités, et (3) la théorie des fonctions de croyance. Ces trois formalismes sont décrits par plusieurs auteurs (Bloch 1994, Desodt-Lebrun 1996, Bloch 2003, Grandin 2006). Elles sont également représentées en termes de « mesures de confiance » (Dubois 1988). Des synthèses de ces théories ont été réalisées dans certains travaux de recherche comme la thèse de Dupuis (Dupuis 2000), la thèse de Pollard (Pollard 2010).

### **(b) La théorie probabiliste**

La théorie probabiliste a été introduite par Pascal (1623-1662) pour traduire le hasard dans le jeu. Les informations sont modélisées sous la forme de distribution de probabilités dans un référentiel. Elles permettent de représenter de manière rigoureuse l'incertitude. L'avantage essentiel de la théorie probabiliste est qu'elle repose sur une base mathématique solide. Historiquement, depuis sa définition en 1763 par Bayes et sa popularisation par Laplace, les axiomes énoncés ont été mathématiquement justifiés par Cox (Cox 1946). Les méthodes probabilistes proposent donc de nombreux outils statistiques permettant aussi bien la modélisation que l'apprentissage des modèles. Elles proposent également des règles d'usage soit théoriques (bornes, valeurs asymptotiques) soit heuristiques (tests d'hypothèses, critères de validité, tables de confiance) (Bloch 1994). Cependant, elles supposent d'avoir beaucoup de connaissances a priori sur la réalité.

L'ensemble  $\Omega$  de tous les résultats possibles d'une expérience donnée est appelée ensemble fondamental. Un élément de  $\Omega$ , noté  $\omega$ , représente une réalisation particulière de l'expérience en cours et est appelé une épreuve. Un événement  $A$  est un ensemble de résultats, ou, en d'autres termes, un sous-ensemble de l'ensemble fondamental  $\Omega$ . L'ensemble de tous les sous-ensembles possibles de  $\Omega$  est noté  $2^\Omega$ .

L'assignation d'une densité de probabilité sur les éléments de  $\Omega$  est décrite comme suit :

$$p : \Omega \rightarrow [0,1], \quad \sum \{p(\omega), \omega \in \Omega\} = 1 \quad (1.27)$$

Les degrés de croyance sur les sous-ensembles de  $\Omega$  sont quantifiés par une distribution de probabilités  $P$  telle que :

$$P : 2^\Omega \rightarrow [0,1], \quad \forall \omega \in \Omega, \quad P(\omega) = p(\omega) \quad (1.28)$$

#### Pour les systèmes discrets :

Soient  $A$  et  $B$  deux événements quelconques d'un ensemble fondamental fini  $\Omega$ . On désigne par  $P(A)$  et  $P(B)$  les probabilités des événements  $A$  et  $B$  de se produire. Ces probabilités représentent « l'information a priori » dont on dispose sur les événements  $A$  et  $B$ .

Si  $A$  et  $B$  sont indépendants, la probabilité d'avoir à la fois l'évènement  $A$  et l'évènement  $B$  (Eq. 1.29) est égal au produit des probabilités de chaque évènement :

$$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B) \quad (1.29)$$

S'il existe une relation de causalité entre un évènement  $A$  défini sur  $\Omega_A$  et un évènement  $B$  défini sur  $\Omega_B$ , la probabilité de  $A$  est donc égale à la somme de la probabilité d'intersection des évènements  $A$  et  $B$ . C'est une propriété de *marginalisation* :

$$P(A) = \sum_{\forall B \in \Omega_B} P(A \cap B) \quad (1.30)$$

Lorsque l'évènement  $B$  se produit, il modifie l'information qu'on a sur  $A$ . On dispose d'une nouvelle « information *a posteriori* ». C'est la *loi multiplicative* :

$$P(A/B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \quad (1.31)$$

En utilisant les équations 1.30 et 1.31, le théorème des probabilités totales est donc comme suit :

$$P(A) = \sum_{\forall B \in \Omega_B} P(A/B) \cdot P(B) \quad (1.32)$$

Dans ce cas, il existe deux types d'inférence ci-dessous, qui peuvent être calculés par le théorème de Bayes.

- Inférence descendante ou prédiction : la probabilité conditionnelle de  $B$  sachant que l'évènement  $A$  s'est réalisé, que l'on écrit  $P(B/A)$ , est donnée par l'équation (1.33).

$$P(B/A) = \frac{P(A/B) \cdot P(B)}{P(A)} \quad (1.33)$$

- Inférence ascendante ou diagnostic : la probabilité conditionnelle de  $A$  sachant que l'évènement  $B$  s'est réalisé, que l'on écrit  $P(A/B)$ , est donnée par l'équation 1.34.

$$P(A/B) = \frac{P(B/A) \cdot P(A)}{P(B)} \quad (1.34)$$

Dans les systèmes discrets de probabilité conditionnelle, il est possible d'avoir plusieurs évènements de type  $A (A_1, \dots, A_n)$  et de type  $B (B_1, \dots, B_m)$ . La probabilité conditionnelle d'un évènement donné  $A_k$  avec  $1 \leq k \leq n$  sachant que l'évènement  $B_j$  avec  $1 \leq j \leq m$  s'est réalisé, est déduite directement de l'équation 1.33, ou à l'inverse de l'équation 1.34.

$$P(B_j / A_k) = \frac{P(A_k / B_j) \cdot P(B_j)}{\sum_{i=1}^m P(A_k / B_i) \cdot P(B_i)} \quad (1.35)$$

$$P(A_k / B_j) = \frac{P(B_j / A_k) \cdot P(A_k)}{\sum_{i=1}^n P(B_j / A_i) \cdot P(A_i)} \quad (1.36)$$

Pour les systèmes continus :

Dans les systèmes continus, les variables aléatoires sont considérées comme un nombre limité d'évènements. Lorsque les évènements se sont réalisés, les distributions de probabilité sont connues et sont appelées « densité de probabilité ». La densité de probabilité est une fonction  $f$  qui permet de représenter une loi de probabilité sous forme d'intégrales. On considère une variable aléatoire réelle  $X$ , la probabilité est décrite dans l'équation 1.37, avec  $f(x_k)$  est la valeur de fonction  $f$  si  $X = x_k$ . De même façon, la probabilité conditionnelle de  $X = x_k$  sur la variable de causalité  $Y = y_j$  dans un système continu étudié est décrite dans l'équation 1.38.

$$P(x_k) = P(x_k - \frac{\Delta_x}{2} \leq X \leq x_k + \frac{\Delta_x}{2}) \approx f(x_k) \cdot \Delta_x \quad (1.37)$$

$$P(x_k / y_j) = P(x_k - \frac{\Delta_x}{2} \leq X \leq x_k + \frac{\Delta_x}{2} / Y = y_j) \approx f(x_k / y_j) \cdot \Delta_x \quad (1.38)$$

En utilisant l'équation 1.36, on obtient :

$$f(x_k / y_j) \Delta_x = \frac{f(y_j / x_k) \Delta_x \cdot f(x_k) \Delta_x}{\sum_{i=1}^n f(y_j / x_i) \Delta_x \cdot f(x_i) \Delta_x} \quad (1.39)$$

Lorsque  $\Delta_x$  devient à 0, le théorème de Bayes peut être développé pour un système continu, la densité de probabilité conditionnelle est calculée par l'équation 1.40.

$$f(x_k / y_j) = \frac{f(y_j / x_k) \cdot f(x_k)}{\int_{-\infty}^{\infty} f(y_j / x) \cdot f(x) dx} \quad (1.40)$$

Règles de combinaison :

Le théorème de Bayes permet de mettre à jour des données en fonction de nouvelles observations.

- Pour les systèmes discrets :

$$P(A / B_1, B_2 \dots B_m) = \frac{P(B_1 / A) \cdot P(B_2 / A) \dots P(B_m / A) \cdot P(A)}{\sum_{i=1}^n P(B_1 / A_i) \cdot P(B_2 / A_i) \dots P(B_m / A_i) \cdot P(A_i)} \quad (1.41)$$

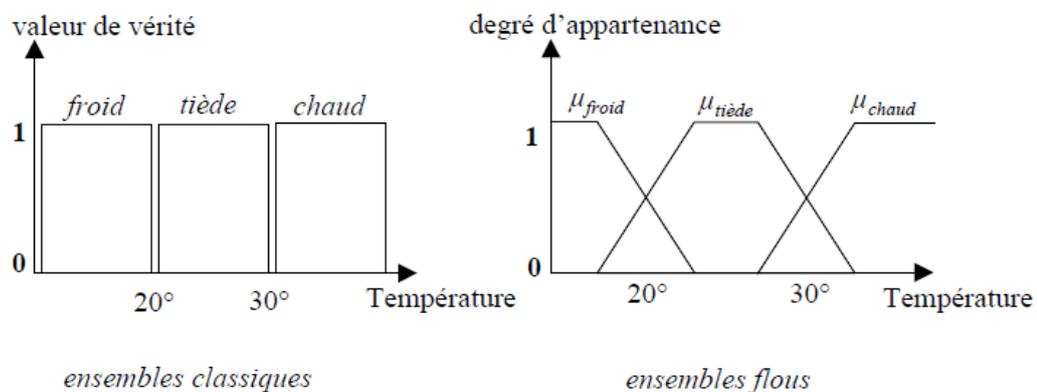
- Pour les systèmes continus :

$$f(x_k / y_1, y_2 \dots y_m) = \frac{f(y_1 / x_k) \cdot f(y_2 / x_k) \dots f(y_m / x_k) \cdot f(x_k)}{\int_{-\infty}^{\infty} f(y_1 / x) \cdot f(y_2 / x) \dots f(y_m / x) \cdot f(x) dx} \quad (1.42)$$

Les applications de la théorie de Bayes sont connues aujourd'hui, notamment pour l'évaluation de la résistance du béton dans les structures réelles par des techniques de CND (Kryviak 1986).

### (c) La théorie possibiliste ou théorie des possibilités

La théorie des ensembles flous a été développée par Zadeh (Zadeh 1965). Elle est une extension de la théorie des ensembles classiques pour la prise en compte d'ensembles définis de façon imprécise. Dans la logique classique, il est nécessaire d'une condition d'être en l'état dit « vrai » ou « faux ». La logique floue permet d'affecter certaines valeurs de vérité entre ces deux états. Par exemple, il n'est pas toujours facile de définir la taille d'une personne comme petite, moyenne ou grande (Pollard 2010), ou l'état de la température comme froid, tiède ou chaud (Dupuis 2000) illustré dans la figure 1.10. Depuis quelques années, dans le cadre des projets de recherche nationaux SENSO, ACDC-C2D2 et EvaDéOS, la théorie des possibilités a été utilisée pour évaluer les propriétés du béton par différentes techniques de CND. Certains résultats ont été parus par Ploix et *al.* (Ploix 2011) et Villain et *al.* (Villain 2012).



**Fig. 1.10.** Valeur de vérité pour les théories des ensembles classiques et flous

Dans un cas général, un élément  $x$  peut appartenir à deux ensembles flous  $A$  et  $B$ . Chaque ensemble est défini par une fonction d'appartenance, notée  $\mu_A$  et  $\mu_B$ . Les degrés d'appartenance associés à chaque élément  $x$ ,  $\mu_A(x)$  et  $\mu_B(x)$ , sont compris entre 0 et 1. Les fonctions d'appartenance offrent une grande souplesse lors de la modélisation. Cependant, il n'existe pas de méthode générale pour obtenir ces fonctions. L'algorithme des C Moyennes Floues (Fuzzy C Means) est couramment utilisé, qui est basé sur la minimisation d'un critère de classification. Les ensembles flous représentent essentiellement le caractère imprécis des informations. L'incertitude n'est accessible que par la déduction des différentes fonctions d'appartenance.

Une fonction d'appartenance n'est pas une mesure de confiance sur des ensembles flous. Cette limite justifie le recours à la théorie des possibilités par Dubois et Prade (Dubois 1988). Il s'agit de deux mesures de confiance :

- la mesure de possibilité (Eq. 1.43) est utilisée lorsque les ensembles flous sont concordants.

$$\Pi(A \cup B) = \max(\Pi(A), \Pi(B)) \quad (1.43)$$

- la mesure de nécessité (Eq. 1.44) est utilisée lorsque les ensembles flous sont discordants.

$$N(A \cap B) = \min(N(A), N(B)) \quad (1.44)$$

La théorie des possibilités, dérivée des ensembles flous, permet de représenter à la fois l'imprécision et l'incertitude, par l'intermédiaire de distributions de possibilités  $\pi$  sur un ensemble  $\Omega$  qui sont des fonctions d'appartenance à des ensembles flous. La possibilité  $\Pi$  et la nécessité  $N$  sont respectivement définies à partir de la distribution de possibilité pour un évènement  $A \subset \Omega$  par les équations 1.45 et 1.46, avec  $A^c$  désigne le complémentaire de  $A$  (l'évènement contraire). Ces mesures offrent une grande souplesse lors de la modélisation, car elles n'ont pas subi des contraintes imposées au préalable par les probabilités.

$$\Pi(A) = \sup\{\pi(x), x \in A\} \quad (1.45)$$

$$N(A) = \inf\{1 - \pi(x), x \notin A\} = 1 - \Pi(A^c) \quad (1.46)$$

Des contraintes de normalisation sont introduites dans la théorie des possibilités, mais plus faibles que dans la théorie des probabilités. L'une des deux mesures (possibilité ou nécessité) est toujours située à une extrémité de l'intervalle  $[0,1]$ . Ces contraintes sont décrites dans les équations suivantes :

$$\sup\{\pi(x), x \in \Omega\} = 1 \quad (1.47)$$

$$\Pi(A) < 1 \Rightarrow N(A) = 0 \quad (1.48)$$

$$N(A) > 0 \Rightarrow \Pi(A) = 1 \quad (1.49)$$

$$\max\{\Pi(A), \Pi(A^c)\} = 1 \quad (1.50)$$

$$\min\{N(A), N(A^c)\} = 0 \quad (1.51)$$

Règles de combinaison :

Dans la théorie des ensembles flous et des possibilités, un des avantages est que de multiples règles de combinaison sont possibles. On y trouve en particulier les T-normes, les T-conormes et les moyennes (Martin 2005). Il est également cité les sommes symétriques, et des opérateurs prenant en compte des mesures de conflit ou encore de fiabilité des sources.

Une caractéristique commune de ces opérateurs de combinaison est qu'ils fournissent un résultat de même nature que les fonctions de départ et qui a donc la même interprétation en termes d'imprécision et d'incertitude. Ainsi, ils permettent de ne prendre aucune décision binaire partielle avant la combinaison, ce qui pourrait conduire à des contradictions difficiles à lever. La décision n'est prise qu'en dernier lieu, sur le résultat de la combinaison. Le choix d'un opérateur de fusion peut se baser sur les critères proposés par Bloch (Bloch 1994) : (i) le comportement de l'opérateur, (ii) les propriétés attribuées à l'opérateur, (iii) le comportement par rapport à des situations conflictuelles, (iv) la capacité à discriminer des situations différentes.

La combinaison des distributions de possibilités n'est pas toujours normalisée, par exemple si l'opérateur est une T-norme, notée  $T_n$ . La normalisation fait intervenir un terme ayant une nature beaucoup plus locale (Eq. 1.52). Une faible valeur de ce terme de normalisation correspond à un fort conflit. L'interprétation de cette quantité en termes de conflit correspond bien à l'intuition pour des distributions de possibilités en triangle ou en trapèze (Fig. 1.10), mais n'est pas très bien adaptée à des formes quelconques où un seul point peut engendrer une forte valeur de conflit même si les deux distributions sont uniquement différentes en ce point.

$$\sup \{T_n[\pi_1(x), \pi_2(x)], x \in \Omega\} \quad (1.52)$$

#### (d) La théorie des croyances

La théorie des croyances, issue de la théorie de Dempster-Shafer, a été formalisée par Shafer (Shafer 1976) à la suite des travaux de Dempster sur les probabilités inférieure et supérieure (Dempster 1967). Il s'agit d'une généralisation de la théorie des probabilités. Soit  $\Omega$  un ensemble fini, l'ensemble de tous les sous-ensembles possibles de  $\Omega$  est défini sous le nom de « cadre de discernement », noté  $2^\Omega$ . Il est composé des hypothèses seules (éléments simples) et de l'ensemble des unions d'hypothèses (éléments combinés) représentant toutes les réalisations possibles d'une épreuve.

Soit  $A$  un sous-ensemble quelconque du cadre de discernement, la fonction de masse de croyance notée  $m^\Omega$  est sensiblement équivalente à la théorie des probabilités, et est décrite comme suit :

$$\begin{aligned} m^\Omega : 2^\Omega &\rightarrow [0,1] \\ A &\rightarrow m^\Omega(A) \end{aligned} \quad (1.53)$$

$$\sum_{A \in 2^\Omega} m^\Omega(A) = 1 \quad (1.54)$$

La distribution de masse associée à l'ensemble  $2^\Omega$  doit être vérifiée par l'équation 1.54, où chaque sous-ensemble  $A$  est appelé élément focal de la distribution de masse. Une fonction de masse est dite normale si la masse de croyance attribuée à l'ensemble vide est égale à 0.

À partir d'une fonction de masse  $m^\Omega(A)$ , il est possible de définir d'autres représentations de l'information appelées fonctions élémentaires : (1) la crédibilité, (2) la plausibilité. La confiance est présentée par un intervalle dont les bornes inférieure et supérieure sont respectivement les fonctions de crédibilité et de plausibilité. Ces fonctions et leur relation biunivoque avec la masse de croyance sont décrites dans les équations 1.55 – 1.58. Il est également cité les fonctions d'implicabilité et de communalité.

(1) *Crédibilité (Cr)* : la crédibilité d'un événement  $A$  est la part minimale de croyance spécifiquement allouée à  $A$  qui ne contient pas de masse de croyance conflictuelle et sans le conflit.

$$\forall A \subseteq \Omega, \quad Cr^\Omega(A) = \sum_{B \subseteq A, B \neq \emptyset} m^\Omega(B) \quad (1.55)$$

$$\forall A \subseteq \Omega, \quad m^\Omega(A) = \sum_{B \subseteq A} (-1)^{|A|-|B|} Cr^\Omega(B) \quad (1.56)$$

(2) *Plausibilité (Pl)* : la plausibilité d'un événement  $A$  est la part maximale de croyance que l'on peut attribuer à  $A$  en incluant le doute.

$$\forall A \subseteq \Omega, \quad Pl^\Omega(A) = \sum_{A \cap B \neq \emptyset} m^\Omega(B) \quad (1.57)$$

$$\forall A \subseteq \Omega, \quad m^\Omega(A) = \sum_{B \subseteq A} (-1)^{|A|-|B|+1} Pl^\Omega(B^C) \quad (1.58)$$

Règles de combinaison :

Dans la théorie des croyances, la combinaison se fait sur les fonctions de masse. Il existe de nombreuses règles de combinaison. On y trouve simplement les règles conjonctive et disjonctive. Par exemple, les fonctions de masse  $m_1^\Omega$  et  $m_2^\Omega$  sont liées aux deux sources (ex. deux capteurs), pour tout sous-ensemble  $A$  de  $\Omega$  non vide.

- la règle de combinaison conjonctive (CRC : Conjonctive Rule of Combination) permet de combiner des sources indépendantes et fiables.

$$(m_1^\Omega \oplus m_2^\Omega)(A) = \frac{\sum_{B_1 \cap B_2 = A} m_1^\Omega(B_1) \cdot m_2^\Omega(B_2)}{1 - k} \quad (1.59)$$

$$k = \sum_{B_1 \cap B_2 = \emptyset} m_1^\Omega(B_1) \cdot m_2^\Omega(B_2) \quad (1.60)$$

- la règle de combinaison disjonctive (DRC : Disjonctive Rule of Combination) permet de combiner des sources indépendantes et dont l'une au moins est fiable.

$$(m_1^\Omega \oplus m_2^\Omega)(A) = \frac{\sum_{B_1 \cup B_2 = A} m_1^\Omega(B_1) \cdot m_2^\Omega(B_2)}{1 - k} \quad (1.61)$$

$$k = \sum_{B_1 \cup B_2 = \emptyset} m_1^\Omega(B_1) \cdot m_2^\Omega(B_2) \quad (1.62)$$

Ici,  $k$  est le facteur de normalisation, qui est calculé soit pour la règle de combinaison conjonctive, soit pour la règle de combinaison disjonctive. Sa valeur est comprise entre 0 et 1, qui représente la masse attribuée à l'ensemble vide. Elle mesure le conflit entre les sources. Les sources ont un fort conflit lorsque  $k$  devient proche de 1. Les sources s'accordent lorsque  $k$  devient proche de 0. La valeur du facteur de normalisation  $k$  est un critère important pour estimer la qualité de la combinaison, car elle représente la masse que l'on attribuerait à l'ensemble vide.

On note que ces règles de combinaison sont effectuées sous l'hypothèse que les sources sont indépendantes. Elles sont encore applicables sans cette hypothèse, en s'appuyant sur l'analogie avec les ensembles finis aléatoires. L'avantage de ces règles est associatif et commutatif. Cependant, si deux sources ont la même distribution de masse, cette distribution n'est pas retrouvée dans la fonction de masse de la combinaison.

### (e) Comparaison des différentes théories

*Tableau 1.8. Avantages et inconvénients des représentations de l'incertain (Pollard 2010)*

	Probabilité	Possibilité	Croyance
Origine	Bayes (1763)	Zadeh (1965)	Dempster (1967)
Incertitude	oui	oui	oui
Imprécision	non	oui	oui
Abs. connaissance	non	oui	oui
Doute	non	oui	oui
Conflit sources	non	oui	oui
Fiabilité sources	non	oui	oui
Opérateur de fusion	Bayes	T-norme, T-conorme...	CRC, DRC...
Prise de décision	MAP <sup>(1)</sup> , EAP <sup>(2)</sup> ...	Maximum de possibilité/nécessité	Transformation pignistique
Variables discrètes	oui	oui	oui
Variables continues	oui	oui	non
Avantages	- Justification axiomatique - Cadre mathématique puissant - Outils statistique - Apprentissage	- Représentation langage naturel - Plusieurs opérateurs de combinaison	- Niveaux modélisation/décision - Représentation de l'ignorance - Mesure du conflit - Différents opérateurs de combinaison
Inconvénients	- Confusion non traitée méconnaissance/doute - Incertitude pas imprécision	- Choix des opérateurs de fusion - Problème de bord - Limites théoriques	- Analyse combinatoire

<sup>(1)</sup> *Maximum a posteriori (MAP)*, <sup>(2)</sup> *Expected a posteriori (EAP)*

Dans le cadre de la fusion de données, trois théories principales sont présentées en termes de principe et de règles de combinaison. Le tableau 1.8 permet de comparer les différents aspects liés aux trois théories. Les mesures de confiance de ces théories s'expriment finalement sous forme de fonctions sur-additives ou sous-additives pour lesquelles la théorie des croyances fournit le cadre le plus général et le plus souple pour représenter les imperfections du jugement humain. Une équivalence entre les différentes théories est identifiée dans certains cas particuliers. Si les éléments focaux sont uniquement les singletons, la fonction de crédibilité est alors une mesure de probabilité. Si les éléments focaux sont totalement ordonnés par l'inclusion, la fonction de crédibilité est alors une mesure de nécessité tandis que la fonction de plausibilité est une mesure de possibilité.

## 1.5. CONCLUSIONS

Le chapitre comprend quatre parties principales : le contrôle non destructif appliqué en génie civil, la variabilité spatiale des bétons, la corrélation spatiale des bétons et l'évaluation non destructive des propriétés des bétons. La première présente les besoins majeurs d'ausculter, les intérêts et une synthèse des applications disponibles pour les six différents groupes des techniques non destructives. La deuxième aborde deux approches pour quantifier la variabilité spatiale des bétons : des mesures destructives sur prélèvements (approche directe) et des mesures non destructives (approche indirecte). Cette partie présente les synthèses des résultats retrouvés dans la littérature. La troisième porte sur les outils géostatistiques (analyse variographique, Krigeage) pour évaluer la corrélation spatiale des bétons. La dernière consiste en les méthodes de l'évaluation non destructive des propriétés des bétons : par une seule technique et par combinaison des techniques. On a analysé les avantages et inconvénients des différentes méthodes de combinaison telles que la méthode SonReb, les méthodes déterministes (régression multiple, réseaux de neurones artificiels) et les méthodes probabilistes (probabilité, possibilité, croyance).

Le choix des techniques de CND se fait selon les critères décrits dans le paragraphe 1.4.1.1 telles que les objectifs d'évaluation concernant les propriétés d'intérêt du béton (ex. résistance, saturation, carbonatation), la précision, la profondeur souhaitée d'investigation dans la structure, le contraste de propriétés physiques entre l'anomalie et son environnement, le rapport signal/bruit et la vitesse d'avancement, etc. Dans le cadre de cette thèse, quatre techniques choisies sont que l'ultrason, la résistivité électrique, le radar et le rebond.

- (i) Le contrôle par ultrasons : les observables associés sont la vitesse ultrasonore directe sur éprouvette en laboratoire, et la vitesse ultrasonore indirecte sur les dalles du site-test et sur ouvrages réels.
- (ii) La résistivité électrique en utilisant le quadripôle : elle permet de mesurer la résistance électrique apparente à deux distances de 5 cm et 10 cm. Dans une mesure, il est possible de calculer le contraste en profondeur et l'anisotropie dans le béton.

(iii) La technique radar : en laboratoire, elle est uniquement utilisée sur les dalles du site-test et ne peut pas être utilisée sur les éprouvettes cubiques de 15 cm. Dans le cadre des projets nationaux ACDC-C2D2 et ANR EvaDéOS, les autres collaborateurs réalisent les mesures de cette technique. Les paramètres exploités sont souvent l'amplitude positive et la vitesse de signal direct.

(iv) Le rebond : les mesures de rebond ont été effectuées par un scléromètre de Schmidt.

En parallèle, les essais destructifs ont été effectués sur des éprouvettes de laboratoire. Ils fournissent les informations de référence, par exemple la densité, la résistance à la compression, la teneur en eau et la porosité, qui seraient utilisées dans la procédure de calibration et de combinaison des techniques.

Dans le contexte de l'évaluation des bétons de laboratoire et d'ouvrages réels, cette étude aide à confirmer les grands potentiels des techniques de CND. Depuis quelques années les variabilités spatiale et temporelle des bétons ont été évaluées par certaines techniques. Il s'agit d'un sujet de recherche d'actualité et d'intérêt majeur pour les gestionnaires d'ouvrages. Les techniques de CND ont l'avantage incontournable soit pour l'évaluation de l'endommagement des différentes parties de l'ouvrage, soit pour des analyses fiabilistes. Si l'on utilise simultanément plusieurs techniques, les méthodes de combinaison et de recalage permettent dans certains cas d'améliorer la qualité des résultats attendus.

Une stratégie de recherche est illustrée dans la figure 1.11. Les techniques utilisées offrent les possibilités d'études comme suivantes :

- Estimation des propriétés mécaniques des bétons : la résistance à la compression ;
- Estimation des propriétés physiques du béton : la porosité, la teneur en eau ;
- Optimisation de la stratégie du diagnostic sur ouvrages réels en fonction du nombre nécessaire de mesure et de la longueur de corrélation qui seront estimés par des outils statistiques et géostatistiques (variogramme, Krigeage) ;
- Évaluation de la variabilité spatiale des bétons à différentes échelles (répétabilité, locale, globale) ;
- Combinaison des techniques de CND pour améliorer la qualité de l'évaluation.

Dans cette thèse, la méthode SonReb est premièrement utilisée pour estimer la résistance mécanique des bétons car les résultats d'ultrason et de rebond sont toujours disponibles. La méthode de régression multiple et des probabilités sont également utilisées pour certains cas. Les autres méthodes de combinaison (ex. réseaux de neurones artificiels, théorie des possibilités et des croyances) ne seront pas considérées à cause de leur complexité dans le processus de l'interprétation des résultats.

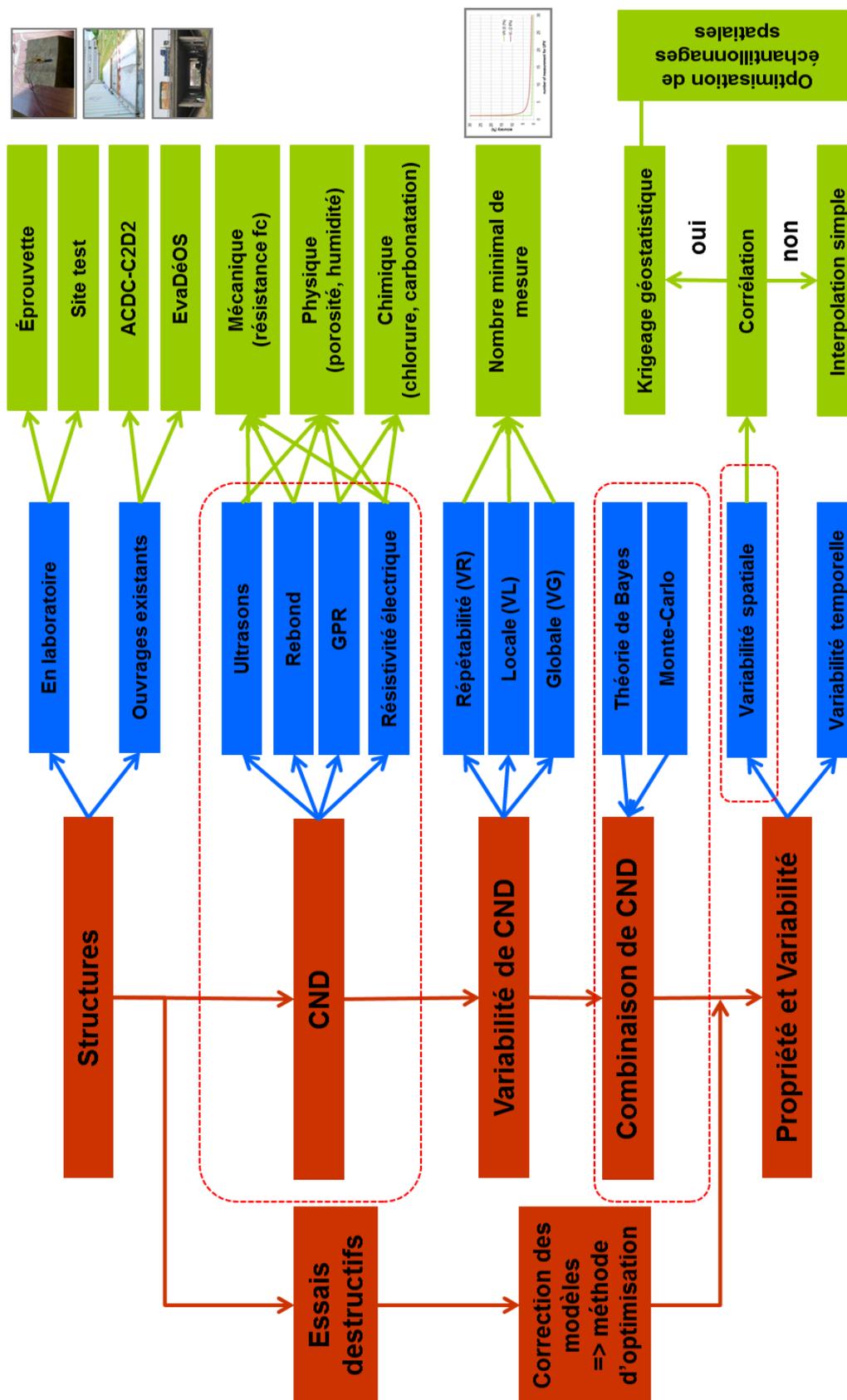


Fig. 1.11. Stratégie de recherche proposée

## CHAPITRE 2. ÉVALUATION NON DESTRUCTIVE DE LA VARIABILITÉ SPATIALE DES BÉTONS

### 2.1. INTRODUCTION

La variabilité spatiale des propriétés du béton est une caractéristique importante dont la connaissance peut contribuer à localiser les zones de faiblesse dans les éléments d'une structure. Elle résulte de la variabilité intrinsèque du matériau (ex. taille et nature des granulats), de l'effet de la mise en œuvre et des conditions environnementales (température et humidité ambiantes). La connaissance de la variabilité spatiale des propriétés du béton représente un intérêt majeur pour localiser spatialement les zones à risques d'un ouvrage. Elle permet également d'envisager des analyses fiabilistes pour une qualification plus réaliste de l'ouvrage.

Théoriquement, il est possible d'évaluer la variabilité spatiale du béton en utilisant des essais destructifs sur prélèvements. Cependant, cela est difficile voire impossible dans certaines situations (ex. centrale nucléaire). De plus, en raison du grand nombre de prélèvements, cette solution est généralement rejetée. C'est pourquoi les techniques de contrôle non destructif (CND) sont considérées comme des outils potentiels, s'adaptant aux contraintes pratiques (ex. budget modéré, évaluation plus large de l'ouvrage) pour l'évaluation de la variabilité spatiale et des propriétés du béton (Breysse 2012b). Dans le cadre des projets de recherche nationaux SENSO (Balayssac 2012) et APPLLET (Aït-Mokhtar 2013), certaines techniques de CND ont été utilisées pour évaluer la variabilité des bétons. Toutefois, la plupart de ces études ont été réalisées sur des éprouvettes en laboratoire. La variabilité spatiale est rarement évaluée sur ouvrages réels.

L'évaluation de la variabilité se limite généralement à l'estimation de la dispersion des mesures. Une propriété du béton est considérée comme une variable aléatoire. Elle est caractérisée en utilisant quelques points de mesure qui sont répartis aléatoirement sur l'élément étudié. Les valeurs mesurées sont considérées comme des variables aléatoires indépendantes. La variabilité spatiale est donc statistiquement quantifiée sous forme d'un écart-type (ou d'un coefficient de variation) des mesures. Les études récentes montrent que la structuration spatiale des propriétés peut influencer la fiabilité de la structure (Stewart 2004, 2009a, 2009b) et permettre une meilleure optimisation de la stratégie de maintenance puisqu'elle permet d'évaluer l'étendue des dégradations. L'existence d'une structuration spatiale signifie que les propriétés du béton sont dépendantes spatialement, c'est-à-dire que la différence de deux valeurs mesurées est d'autant plus faible que les deux points sont proches. Dans ce cas, la variabilité spatiale est basée sur l'évaluation de la variance des mesures à différentes distances, en particulier à une distance spécifique appelée longueur de corrélation. Certaines longueurs de corrélations ont été identifiées pour la porosité du béton (de Larrard

2012), la teneur en chlorure de surface et le coefficient de diffusion apparente (O'Connor 2013).

Dans le cadre de cette thèse, le travail repose sur des séries de mesures sur corps d'épreuve d'un site test exposé en conditions atmosphériques réelles. Le site test est constitué de cinq dalles de dimensions  $2.45 \times 2.0 \times 0.2 \text{ m}^3$  qui ont été coulées avec des bétons industriels de différentes résistances à la compression (de 25 à 45 MPa). Les dalles ont été réalisées en considérant des caractéristiques des éléments de l'ouvrage réel telles que dimensions, résistances, épaisseurs d'enrobage, etc. La variabilité spatiale des bétons est évaluée à différentes échelles : point (répétabilité), locale (une maille d'armatures) et globale (une dalle de dimensions moyennes représentant un élément de structure). Les techniques de CND sont choisies au préalable parmi les plus usuelles: radar (GPR), résistivité électrique, ultrason et rebond (scléromètre).

La méthodologie consiste en des analyses statistiques et géostatistiques pour quantifier la variabilité spatiale des mesures de CND, et identifier la dépendance spatiale, afin d'optimiser le nombre nécessaire de mesures pour chaque technique ainsi que la stratégie d'inspection. La corrélation spatiale des mesures de CND est étudiée en utilisant l'analyse variographique qui permet d'en déduire une distance optimale d'échantillonnage, de manière à considérer les variables de mesure statistiquement indépendantes. Cette variabilité spatiale des propriétés du béton a été présentée sous forme de cartographie à l'aide de méthodes d'interpolation spatiale (ex. krigeage ordinaire dans le cas de cette étude).

Nous avons également étudié dans ce chapitre le potentiel de la combinaison des techniques de CND pour une inversion afin d'évaluer les propriétés des bétons comme la résistance à la compression et la teneur en eau. En effet, des lois de calibration ont été identifiées en laboratoire en utilisant deux approches de combinaison des techniques CND. Les deux approches sont l'approche déterministe (la méthode SonReb et la régression multiple) et une approche probabiliste comme la théorie des probabilités de Bayes. Ces deux approches ont été testées sur le site test et leur avantage et inconvénient ont été discutés dans ce chapitre.

## **2.2. EXPÉRIMENTATION EN LABORATOIRE**

### **2.2.1. Présentation du site-test**

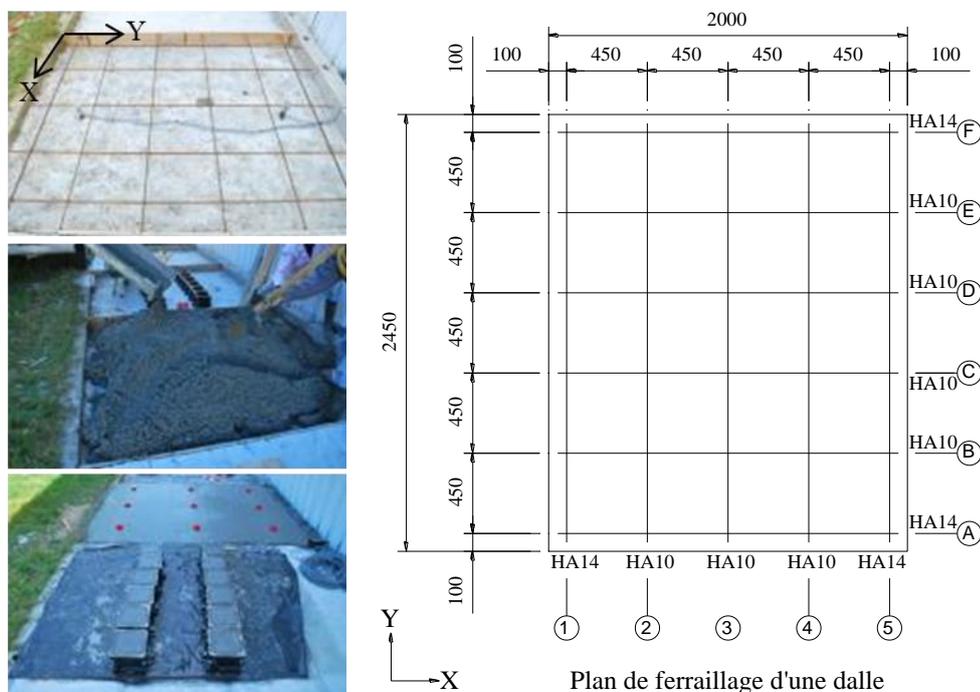
Un programme expérimental a été réalisé sur corps d'épreuve d'un site test avec différentes techniques de CND. Le site test est constitué de cinq dalles de dimensions  $2.45 \times 2.0 \times 0.2 \text{ m}^3$  en béton armé. Les dalles ont été coulées au printemps 2011 avec des bétons fournis par une centrale à béton industriel (cf. Annexe 2.1), de résistance à la compression visée à 28 jours de 25 à 45 MPa (Tableau 2.1). La maille d'armatures est de  $45 \times 45 \text{ cm}^2$ , qui sont constituées par les barres d'acier HA10 et HA14. Les caractéristiques mécaniques des

armatures sont présentées dans l'annexe 2.2. Une maille représente une zone de base pour l'analyse de la variabilité locale: la zone de 45x45 cm<sup>2</sup> est donc considérée comme une zone de mesure. Deux dalles D2 et D3 ont été fabriquées avec le même béton pour évaluer la variabilité du matériau au sein d'une gâchée. Pour chaque gâchée, 12 éprouvettes cubiques de 15x15x15 cm<sup>3</sup> ont été fabriquées et conservées dans les mêmes conditions environnementales extérieures que les dalles (Nguyen 2012b). La figure 2.1 présente les étapes principales du bétonnage et le plan de ferrailage pour chaque dalle du site test. Les éprouvettes sont utilisées pour des essais destructifs comme la résistance à la compression, la teneur en eau, la porosité et la densité qui sont effectués le même jour que les mesures non destructives. Certaines mesures non destructives (ultrason, rebond, résistivité) ont été également effectuées sur éprouvettes pour comparer avec celles effectuées sur dalles.

**Tableau 2.1. Caractéristiques des bétons du site test**

Béton	Dalle	Ciment	D <sub>max</sub> (mm)	Consistance*
C20/25	D1	CEM II 42.5N	20	S3
C25/30	D2	CEM II 42.5N	20	S4
	D3			
C30/37	D4	CEM II 42.5N	20	S3
C35/45	D5	CEM II 52.5N	14	S3

\* S3 et S4 sont les classes de consistance des bétons conformément à la norme européenne EN 206-1:2000, qui correspondent l'affaissement au cône d'Abrams respectivement de 100 à 150 mm et de 160 à 210 mm.



**Fig. 2.1. Détails d'expérimentation du site test**

## 2.2.2. Les protocoles de mesures non destructives

Les techniques de CND considérées sont choisies parmi les plus utilisées pour le diagnostic du béton sur ouvrage réel : radar, résistivité électrique, ultrason et rebond. Les techniques de résistivité électrique et le radar sont sensibles aux propriétés physiques du béton telles que les teneurs en eau et en chlorure, la porosité (Saleem 1996, Tumidajski 1996, Klysz 2007, Sbartai 2007). La vitesse ultrasonore et le rebond sont couramment utilisés pour évaluer les propriétés mécaniques du béton (ex. module d'élasticité, résistance à la compression) (Breyse 2012b, Benmeddour 2012). L'usage simultané de ces techniques peut fournir une évaluation efficace de la variabilité spatiale des propriétés du béton.

La figure 2.2a présente l'ordre des mesures sur corps d'épreuve du site test et sur éprouvettes. Ce schéma permet de mieux organiser les mesures et d'éviter les perturbations de la technique de rebond sur les mesures des autres techniques. En effet, la mesure effectuée avec un scléromètre génère très localement une zone endommagée au point de mesure. Les essais destructifs ont été seulement réalisés sur les éprouvettes cubiques. Ces essais fournissent les informations de référence pour les propriétés d'intérêt (ex. résistance à la compression, teneur en eau), qui seront utilisés dans la procédure de recalage et de calibration pour l'inversion.

Au cours de cette thèse, cinq campagnes de mesures ont été programmées à différentes saisons et pour différentes âges des bétons. La première campagne a été réalisée à 28 jours sur quinze zones réparties (9 zones principales et 6 zones supplémentaires) sur chaque dalle du site test (Fig. 2.2b). Elle permet d'étudier les variabilités des bétons à la fois à l'échelle de la zone et de la dalle, appelées respectivement les variabilités locale et globale. Les campagnes de mesures 2, 3, 4, et 5 ont été effectuées respectivement sur des bétons de 9 mois, 12 mois (un an), 14 mois, 22 mois et 26 mois en réduisant le nombre des zones de mesures.

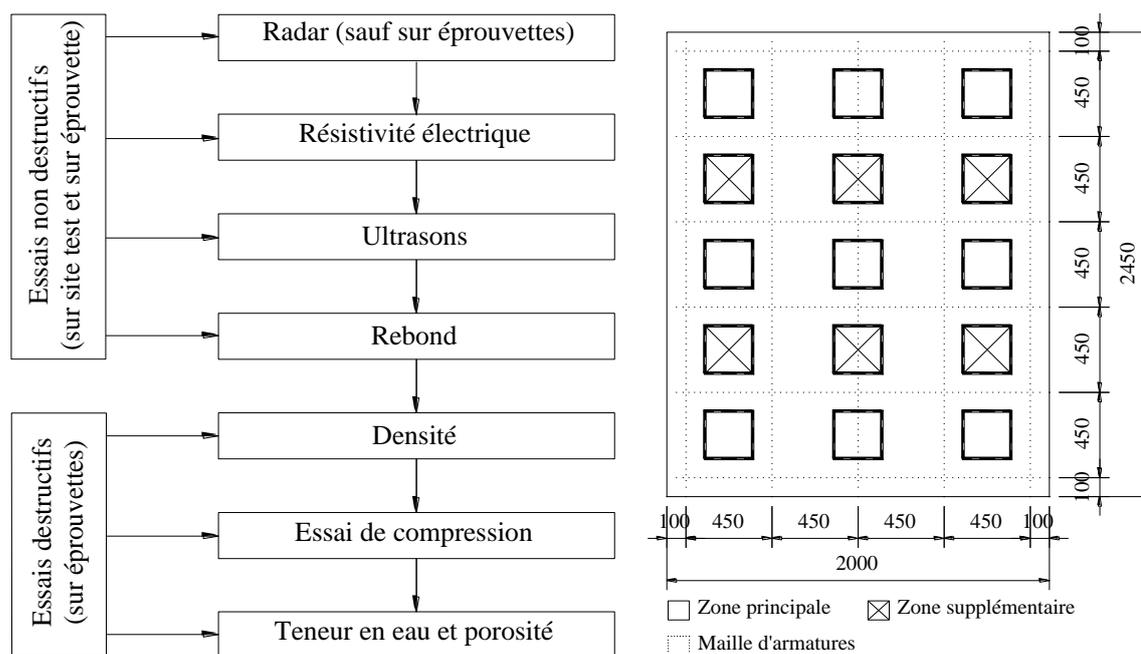


Fig. 2.2. (a) Ordre de mesures, (b) représentation des zones de mesures sur dalle

### (a) Le radar

Le principe de cette technique est d'enregistrer des signaux temporels des ondes électromagnétiques se propageant dans le béton. La juxtaposition des signaux enregistrés le long d'un profil de mesure permet de construire une image radar correspondant à une coupe temps en profondeur de l'élément ausculté. Il est possible d'observer des signaux radars directement sur l'écran du système d'acquisition. Cette technique est souvent réalisée en premier car les mailles d'armature sont repérées à l'avance. Les positions des axes des armatures sont par la suite tracées sur la surface auscultée.

Un système radar est un dispositif électromagnétique impulsionnel rayonnant, via une antenne émettrice (E), de l'énergie qui se propage au sein de l'élément ausculté. Une autre antenne (R) reçoit la partie de cette énergie qui correspond à l'onde transmise directement de l'émetteur vers le récepteur et aux ondes réfléchies par les objets rencontrés (SENSO 2009). La figure 2.3 présente un exemple des signaux enregistrés sur une dalle en béton armé exposée à l'air (Klysz 2004). Ici  $S_1$  est le signal direct entre émetteur et récepteur ;  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $S_4$  sont les signaux réfléchis par les armatures et la face opposée de la dalle ;  $S_5$  est le signal transmis à l'interface béton/air ;  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$  sont les temps d'arrivée respectivement de  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ .

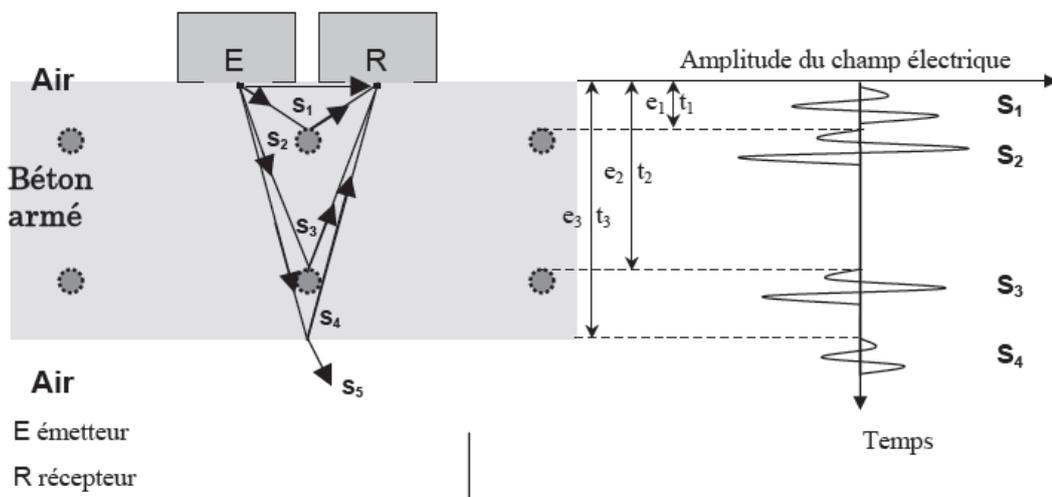


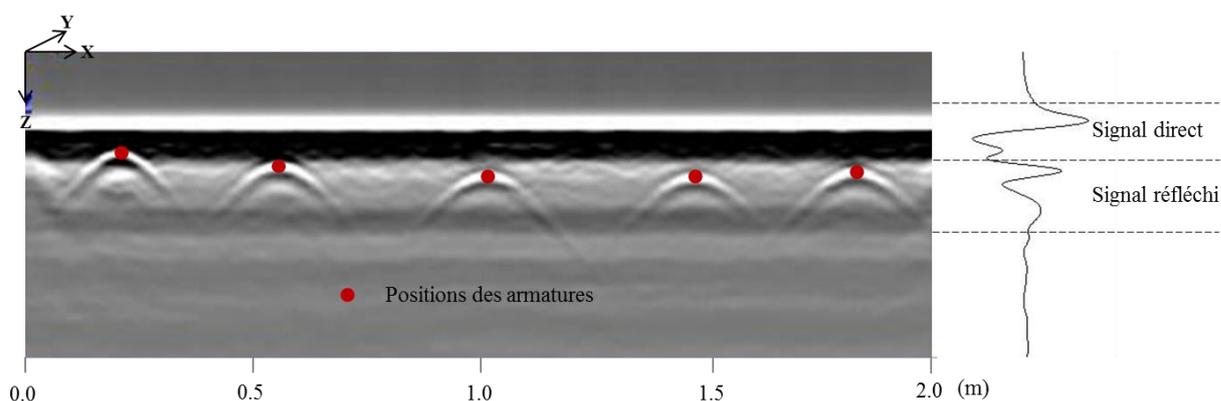
Fig. 2.3. Coupe-temps des signaux radar sur dalle en béton armé (Klysz 2004)

Dans le cadre de cette thèse, les profils radars ont été effectués à l'aide d'un équipement d'acquisition GSSI SIR3000, d'une antenne couplée (E-R) de 2.6 GHz de fréquence et d'une roue codeuse (Fig. 2.4). La configuration de ce système radar est représentée dans l'annexe 2.3. La roue codeuse permet de déplacer continuellement l'antenne sur l'élément ausculté. Les signaux radars par profil ont été enregistrés tous les centimètres (une mesure par cm). Les signaux enregistrés ont été traités en utilisant le logiciel RADAN. Lors de la première campagne de mesures, l'écartement entre profils de mesure est régulièrement de 15 cm sur la surface de chaque dalle du site test. Le radar n'a pas été utilisé sur éprouvettes, car les dimensions des éprouvettes ( $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$ ) sont petites relativement à celles de l'antenne ( $11 \times 17 \text{ cm}^2$ ). Pour les autres campagnes, seuls les profils traversant des zones choisies au préalable ont été retenus afin d'adapter à la contrainte du temps de mesures.



*Fig. 2.4. Système d'acquisition radar*

Bien que les ondes réfléchies soient sensibles aux propriétés physiques du béton, elles sont également affectées par le contexte géométrique. Par ailleurs, il est nécessaire de connaître la vitesse des ondes électromagnétiques dans le béton pour transformer une coupe-temps en section. Le béton est un matériau diélectrique à faible perte, la vitesse de l'onde est proportionnelle à l'inverse de la racine de la constante diélectrique. La propagation des ondes électromagnétiques à forte constante diélectrique du béton (ex. béton saturé) a pour conséquence de diminuer la vitesse. Au contraire, le signal direct est sensible exclusivement aux propriétés physiques du milieu de propagation (SENSO 2009) dans le cas où la distance entre armatures n'est pas très faible. Le signal direct entre émetteur et récepteur est reconnu comme un paramètre pour évaluer l'humidité des bétons (Laurens 2007, Sbartai 2006). Sur les dalles du site test, le profil radar typique est illustré dans la figure 2.5. Nous avons donc analysé dans cette étude seulement le signal direct. L'amplitude positive a été utilisée pour étudier la variabilité spatiale des bétons.



*Fig. 2.5. Profil radar typique sur les dalles du site test*

La vérification et l'étalonnage du système radar se fait sur la base de mesures dans l'air. Il est aussi nécessaire de préchauffer le système pendant 20 minutes. Lors de la mesure, les sources d'erreurs potentielles sont souvent le mauvais contact entre antenne et béton (ex. non planéité de la surface auscultée), la dérive du signal en cas de baisse d'énergie, l'hygrométrie et la température ambiante.

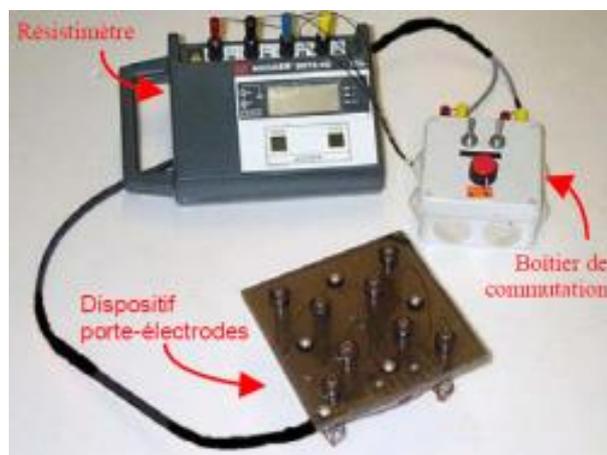
### (b) La résistivité électrique

L'objectif de cette technique est de mesurer la résistivité apparente du béton de surface. Les mesures de résistivité électrique sont effectuées à l'aide d'un contrôleur de terre Megger DET4 et d'un dispositif de quatre électrodes formant un carré (Fig. 2.6) adaptés aux investigations sur site (Lataste 2012a, 2012b). Le quadripôle est composé de deux électrodes situées sur un côté du carré, permettant l'injection de courant dans le béton, et de deux électrodes situées sur le côté opposé du carré, servant à la mesure de la différence de potentiel. Les résultats sont calculés par l'équation 2.1 en termes de résistivité apparente.

$$\rho_a = \frac{2\pi a}{2-\sqrt{2}} R \quad (2.1)$$

avec  $\rho_a$  (en  $\Omega.m$ ) est la résistivité apparente du béton,  $R$  (en  $\Omega$ ) est la résistance électrique mesurée,  $a$  est l'écartement entre électrodes (5 cm ou 10 cm dans le cadre de cette étude).

Il est possible d'obtenir la résistivité apparente du béton pour deux dimensions de quadripôle dans deux directions perpendiculaires notées  $\alpha$  et  $\beta$ . L'anisotropie entre  $\alpha$  et  $\beta$  est souvent analysée par le calcul  $\log(R_\alpha / R_\beta)$  pour chaque distance considérée (Lataste 2002). On peut donc calculer une valeur de résistivité pour la distance de 5 cm et une valeur de la résistivité pour la distance de 10 cm. Le rapport  $R_5/R_{10}$  est peut également être calculé pour évaluer des contrastes de résistivité.



*Fig. 2.6. Dispositif de mesure de la résistivité électrique*

Le volume d'investigation peut être décrit comme un volume situé entre les quatre électrodes et sur une profondeur de pénétration dépendante de l'écartement entre électrodes. La profondeur de pénétration est de l'ordre de la moitié de l'écartement entre électrodes. Dans un milieu homogène, 90% du courant se répartit dans une épaisseur équivalente à l'écartement entre électrodes. Mais dans les milieux hétérogènes, la profondeur de pénétration dépend des variations de résistance électrique en profondeur. Les lignes de courant préférant les milieux conducteurs, la profondeur de pénétration est d'autant plus importante que les résistivités sont faibles en profondeur (SENSO 2009).

Les mesures ont été effectuées à la fois sur éprouvettes et sur dalles du site test. La résistivité électrique d'une éprouvette cubique est la moyenne des valeurs mesurées sur trois faces de chaque éprouvette : latéral (face lisse), supérieure (face plus rugueuse) et inférieure (face plus humide). Il apparaît que les mesures pour une injection du courant électrique parallèle au bord, sont plus perturbées que lorsque l'injection est perpendiculaire (Lataste 2002). La perturbation devient inférieure à 10% (par rapport à la résistivité attendue sans bord), dès un éloignement correspondant à 1.5 fois l'écartement entre électrodes). La valeur mesurée en 5 cm est seulement utilisée pour l'évaluation de la résistivité électrique du béton sur éprouvettes cubiques de 15x15x15 cm<sup>3</sup>. L'effet de bord n'est plus considéré pour les mesures sur dalles du site test. Dans chaque zone, neuf mesures ont été effectuées avec un écartement régulier de 10 cm. Les positions des mesures sont illustrées dans la figure 2.8. La résistivité électrique par zone est la moyenne des valeurs mesurées sur l'ensemble de la zone.

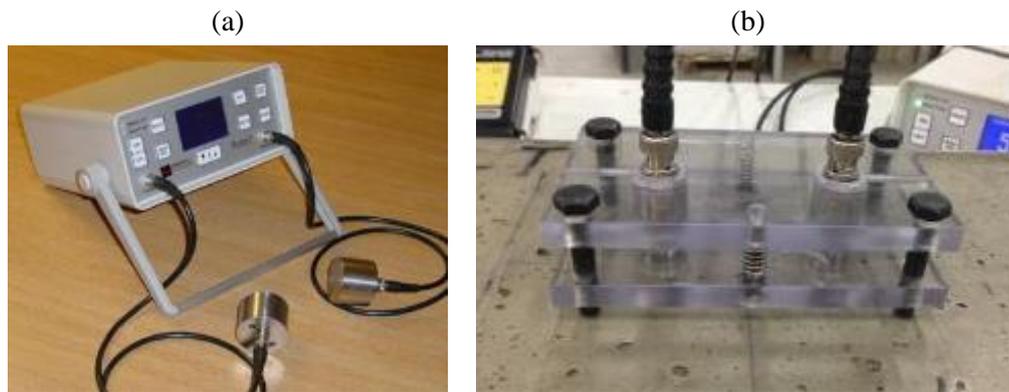
La vérification de l'appareil se fait au début des mesures en utilisant une plaque d'étalonnage. Il est important de mettre toutes les électrodes sur le même plan pour avoir un bon contact avec le béton. Les sources d'erreurs potentielles sont le mauvais contact entre électrodes et béton, la dérive du signal, l'humidité et la température de l'air.

### **(c) L'ultrason**

L'objectif de la technique est de mesurer le temps de propagation des ondes ultrasonores dans le béton. La vitesse ultrasonore est déduite par l'écartement considéré entre deux transducteurs piézoélectriques. Dans le cadre de cette thèse, on a utilisé un système portable qui est composé d'un générateur d'impulsion PUNDIT (Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester) et de deux transducteurs (émetteur et récepteur) de 200 KHz de fréquence (Fig. 2.7a) pour un meilleur contact avec le béton à cause de leur faible dimension. Ce système permet de réaliser des mesures sur éprouvettes en laboratoire, sur corps d'épreuve du site test et sur ouvrages réels. Le générateur envoie une impulsion électrique qui est convertie en des ondes de pression (longitudinales) par l'émetteur. Les ondes ultrasonores traversent le couplant et se propagent dans le béton. Elles sont reçues par le récepteur et sont converties en une impulsion électrique qui revient au générateur. Le temps de propagation des ondes ultrasonores dans le béton, noté  $T$  en  $\mu\text{s}$ , s'affiche sur l'écran de l'appareil. À partir du temps mesuré, la vitesse ultrasonore, notée  $V$  en m/s, est calculée pour chaque mesure par la relation 2.2.

$$V = \frac{L}{T} \quad (2.2)$$

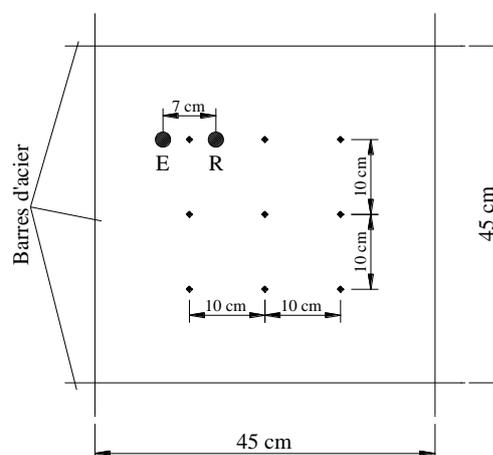
avec  $L$  est la distance considérée entre émetteur et récepteur (ex. épaisseur d'éprouvettes ou distance E-R dans le cas d'une configuration indirecte).



**Fig. 2.7. (a) Générateur portable Pundit7 et (b) dispositif de mesure**

La vérification et l'étalonnage de l'appareil se fait au début des mesures. Le temps de référence doit correspondre à la valeur marquée sur la barre de calibration du matériau synthétique (cet étalonnage peut également se faire sur un matériau modèle dont la vitesse de propagation est connue). Il est important de réaliser les mesures avec une source d'électricité continue afin d'éviter l'instabilité des signaux à cause de la chute de l'énergie de la batterie. Le couplant utilisé est la pâte de contact blanche composée à 95% de vaseline. Il est appliqué à chaque nouvelle mesure afin d'avoir un bon contact entre les deux transducteurs et le béton.

Les mesures d'ultrason sont effectuées en deux modes de propagation d'ondes ultrasonores : (i) transmission directe sur éprouvettes et (ii) transmission indirecte sur dalles du site test. La vitesse ultrasonore directe est calculée par la moyenne de trois mesures effectuées dans les trois axes des faces opposées pour chaque éprouvette. Dans ce cas, les transducteurs sont positionnés au centre de deux faces. La vitesse ultrasonore indirecte est calculée pour une distance de 7 cm entre l'émetteur et le récepteur à l'aide d'un dispositif développé en laboratoire I2M (Fig. 2.7b). Cette distance est identifiée en considérant une dimension horizontale de plus de trois fois la dimension maximale des granulats ( $d_{\max} = 20$  mm). Le dispositif permet de fixer la même distance considérée pour toute la mesure. Sur les dalles du site test, neuf mesures ont été effectuées avec un écartement régulier de 10 cm dans chaque zone de mesure (Fig. 2.8). La vitesse ultrasonore indirecte par zone est la moyenne des valeurs mesurées sur l'ensemble de la zone.



**Fig. 2.8. Représentation des positions de mesures dans une zone**

Lors de la mesure, les sources d'erreur potentielles peuvent être un mauvais couplage entre émetteur et récepteur, une surface rugueuse du béton, un mauvais repérage des armatures, une pression variable sur le dispositif de mesure et la dérive de l'électronique et du signal en raison de variation de conditions environnementales (ex. température ambiante).

### **(d) Le rebond**

L'objectif de cette technique est de mesurer l'indice de rebond pour la détermination du degré d'homogénéité du béton et la dureté de surface de l'élément en béton. La dureté est corrélée à la résistance mécanique du béton par des lois de calibration.

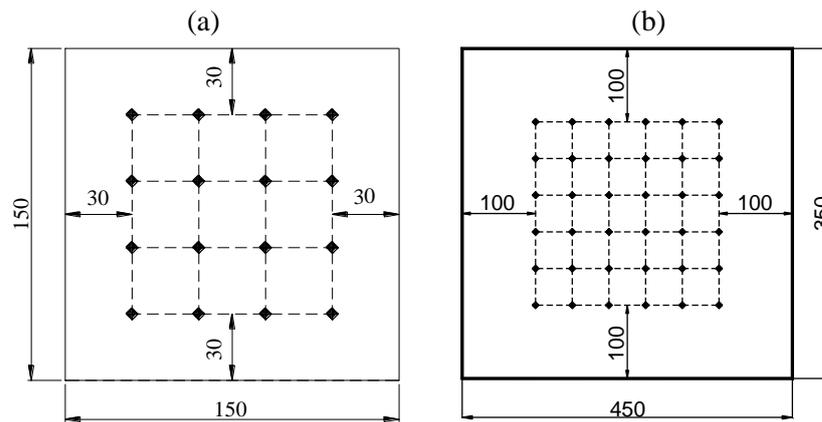
Les mesures de rebond ont été effectuées à l'aide d'un scléromètre industriel de type marteau SCHMIDT 2000 (Fig. 2.9). La tige métallique du scléromètre est perpendiculairement appuyée sur le point de mesure en comprimant un ressort. Le ressort fournit une masse dans la tige, qui rebondit à la surface du béton. La valeur de rebond est donnée sur un écran connecté avec le scléromètre utilisé. La vérification du bon fonctionnement de l'appareil est réalisée sur un bloc en acier au début des mesures.



*Fig. 2.9. Scléromètre SCHMIDT 2000*

Dans notre étude, l'éprouvette cubique est maintenue entre deux plateaux de la presse afin qu'elle ne soit pas déplacée après l'impact provoqué par le scléromètre. L'appareil doit rester perpendiculaire à la face mesurée de l'éprouvette. Les mesures de rebond ont été effectuées sur trois différentes faces : latérale (face lisse), supérieure (face plus rugueuse) et inférieure (face plus humide). Sur une face, seize mesures ont été effectuées avec un écartement régulier de 3 cm (Fig. 2.10a). La valeur de rebond par éprouvette est la moyenne de l'ensemble des mesures. Lors d'une campagne expérimentale, deux éprouvettes ont été seulement considérées pour chaque béton étudié. Ces deux éprouvettes ont été également utilisées pour des essais destructifs.

Sur les dalles du site test, et compte tenu de la taille de la zone de test (45\*45 cm) trente-six mesures ont été effectuées avec un écartement régulier de 5 cm dans chaque zone (Fig. 2.10b) lors de la première campagne de bétons à 28 jours. Pour les campagnes suivantes, le nombre de mesures dans chaque zone a été réduit sans diminuer la précision du rebond attendu et en s'adaptant à la contrainte du temps de mesure. Le rebond par zone est la moyenne des valeurs mesurées sur l'ensemble de la zone.



**Fig. 2.10.** Représentation des positions de mesure (a) sur éprouvette, (b) sur une zone du site test

Lors de la mesure, les sources d'erreur potentielles peuvent provenir d'une surface rugueuse (ex. nids de gravier, écaillages, porosité élevée), de la répétition de mesure sur un ancien point, de la dérive de ressort du scléromètre (faible temps entre deux mesures), de l'inclinaison de l'appareil par rapport à la surface auscultée, etc.

### 2.2.3. Échelles de la variabilité spatiale

En première approche, l'évaluation de la variabilité spatiale se limite généralement à l'estimation de dispersion. Une propriété du béton est considérée comme une variable aléatoire. Les valeurs mesurées sont considérées comme des variables aléatoires indépendantes. La variabilité spatiale est donc statistiquement quantifiée sous forme d'un écart type ou du coefficient de variation des mesures. Dans le cas des mesures non destructives, la variabilité spatiale de CND peut être évaluée à trois différentes échelles : point (répétabilité), locale (variabilité dans une zone supposée homogène) et globale (échelle de l'élément, ex. dalle, poutre, etc.).

En deuxième approche, les propriétés du béton sont considérées dépendantes spatialement. C'est-à-dire que les mesures proches sont plus ressemblantes que les mesures lointaines. Cette différence augmente lorsque deux points sont écartés jusqu'à une certaine distance. Dans ce cas, la variabilité spatiale de CND est basée sur l'évaluation de la variance des mesures à différentes distances, en particulier à une distance spécifique appelée longueur de corrélation.

Les différentes échelles de variabilité spatiale permettent d'évaluer les incertitudes qui sont due à des mesures imparfaites et celles qui proviennent de la vraie variabilité du matériau. Dans cette étude, la variabilité spatiale du béton est donc quantifiée en termes de variabilité spatiale de CND aux échelles suivantes :

- (i) La variabilité  $V_R$  provient de la répétabilité imparfaite des mesures sur le même point. Cette variabilité correspond à l'erreur de mesure due à l'équipement et le contact entre le dispositif de mesure et le béton. Elle a été estimée par 20 répétitions de la même

mesure sur un point donné en quelques minutes. Il est impossible d'évaluer la répétabilité pour le rebond car les mesures ne peuvent pas être effectuées sur un même point plusieurs fois (la mesure endommage très localement la surface du béton après impact).

- (ii) La variabilité  $V_{SP}$  provient de la variabilité entre différentes éprouvettes dans une même gâchée qui sont déplacées dans les mêmes conditions ambiantes. Elle a été estimée par l'ensemble des mesures effectuées sur ces éprouvettes. Par exemple, lors de la première campagne de mesures, la mesure de la vitesse ultrasonore directe a été réalisée sur les 12 éprouvettes cubiques de chaque béton (3 valeurs mesurées par éprouvette). La  $V_{SP}$  de la vitesse indirecte est donc quantifiée par un ensemble de 36 valeurs mesurées.
- (iii) La variabilité locale  $V_L$  provient de la variabilité intrinsèque du matériau à une petite échelle (petite dimension centimétrique). Cette variabilité représente l'hétérogénéité du matériau (ex. distribution spatiale des granulats, surface rugueuse) liée, par exemple à la mise en œuvre. Elle a été estimée par l'ensemble des mesures effectuées dans chaque zone auscultée (45x45 cm<sup>2</sup>). La moyenne des valeurs identifiées dans toute la zone auscultée d'une dalle est calculée pour donner une valeur représentative de  $V_L$ .
- (iv) La variabilité globale  $V_G$  provient de la variabilité du matériau à plus grande échelle (grande dimension). Cette variabilité a été estimée sur chaque dalle du site test en considérant neuf à seize zones de mesure. Les zones de mesure ont été réparties sur la surface de chaque dalle. La variabilité globale est quantifiée par l'ensemble des mesures effectuées.
- (v) La corrélation spatiale de CND est étudiée comme une caractéristique statistique. Elle est caractérisée par la longueur de corrélation qui permet de connaître la distance entre deux mesures indépendantes. La longueur de corrélation est estimée en utilisant l'analyse variographique des mesures à l'échelle globale (échelle de la dalle).

## **2.3. ÉVALUATION DE LA VARIABILITÉ SPATIALE DES BÉTONS SUR SITE TEST**

### **2.3.1. Quantification de la variabilité spatiale de CND**

Les résultats de la première campagne expérimentale sont résumés dans le tableau 2.2 pour les cinq dalles du site test de quatre différents bétons et pour leurs éprouvettes notées SP. Les observables étudiés ici sont la résistance à la compression à 28 jours ( $f_{c28}$  en MPa) conformément à la norme européenne NF EN 12390-3:2003, l'amplitude positive du signal direct (GPR), la résistivité électrique avec le quadripôle de 5 cm ( $\rho_{a5}$  en  $\Omega.m$ ), les vitesses

ultrasonores directe et indirecte ( $V$  en m/s) et le rebond. Pour chacun des observables, la valeur moyenne ( $m$ ) et le coefficient de variation ( $cv$  en %) sont spécifiés aux différentes échelles de la variabilité spatiale.

Deux grandeurs ont été utilisées :

- La première quantifie la variabilité de toutes les mesures effectuées sur chaque dalle ( $V_G$ ) ou sur éprouvettes considérées ( $V_{SP}$ ) de même béton. Elle est calculée par l'équation 2.3, avec  $s$  et  $m$  sont respectivement l'écart-type et la valeur moyenne d'une série de mesures.

$$cv = \frac{s}{m}(\%) \quad (2.3)$$

- La deuxième est la moyenne des  $cv$  identifiés à l'échelle locale ( $V_L$ ) dans toutes les zones de mesure de chaque dalle. Elle est calculée par l'équation 2.4, avec  $n$  est le nombre des zones de mesures sur chaque dalle du site test.

$$\overline{V}_L = \frac{\sum_1^n cv_i}{n} \quad (2.4)$$

**Tableau 2.2. Variabilité spatiale de CND sur des bétons à 28 jours : moyenne ( $m$ ) et coefficient de variation ( $cv$  en %)**

Dalle	$f_{c28}$ [MPa]	Scale	GPR		$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		V [m/s]		Rebond	
			$m$	$cv$	$m$	$cv$	$m$	$cv$	$m$	$cv$
D1	26.6	$V_{SP}$			188.2	8.7	4239	2.7	31.4	6.4
		$\overline{V}_L$		3.7		5.1		3.3		6.7
		$V_G$	20495	5.6	37.7	8.4	3632	4.2	30.3	7.2
D2	37.3	$V_{SP}$			130.7	10.7	4412	1.6	34.5	8.0
		$\overline{V}_L$		5.7		7.2		3.0		7.4
		$V_G$	16478	10.3	54.8	20.8	3864	3.5	32.4	8.4
D3	37.3	$\overline{V}_L$		4.2		6.8		4.3		7.5
		$V_G$	18439	5.4	56.9	12.2	3792	5.1	33.2	7.9
		$V_{SP}$			98.1	6.9	4484	1.4	34.1	6.4
D4	35.8	$\overline{V}_L$		4.1		6.2		2.5		6.8
		$V_G$	22621	5.0	58.8	9.6	3875	3.2	35.0	7.2
		$V_{SP}$			133.5	6.1	4534	1.3	41.9	6.7
D5	45.6	$\overline{V}_L$		3.7		3.7		2.6		8.4
		$V_G$	21926	4.7	68.0	5.1	4006	2.8	37.3	8.6

En ce qui concerne de la variabilité globale  $V_G$  de chacune des cinq dalles, les valeurs de  $cv$  varient de 4.7 à 10.3% pour l'amplitude radar, de 2.8 à 5.1% pour la vitesse ultrasonore

indirecte et de 7.2 à 8.6% pour le rebond. La résistivité électrique de 5 cm est plus variable, de l'ordre de 5.1 à 20.8%. Sur les dalles D2 et D3, les  $cv$  de résistivité électrique sont très différents avec la même composition du béton, s'élevant respectivement à 20.8% et 12.2%. Cette différence peut être expliquée par une forte variation de l'humidité en surface du béton. Les valeurs de  $cv$  sont généralement plus faibles pour la dalle D5 qui présentait la plus grande résistance mécanique. Les valeurs intermédiaires de  $cv$  sont identifiées pour la dalle D1 qui présentait la plus faible résistance mécanique. Par conséquent, la dalle D1 a été choisie pour analyser la corrélation spatiale dans les paragraphes suivants. Pour tous les observables, la variabilité globale  $V_G$  sur dalle est plus élevée que la moyenne des variabilités locales  $V_L$  dans les zones auscultées. Les valeurs représentatives de  $V_L$  sont de l'ordre de 3.7 à 5.7% pour l'amplitude radar, de 3.7 à 7.2% pour la résistivité électrique de 5 cm, de 2.5 à 4.3% pour la vitesse ultrasonore indirecte, et de 6.7 à 8.4% pour le rebond. Cette différence signifie que les techniques de CND sont aptes à distinguer, en dépit des bruits de mesures, une variabilité propre au matériau. Pour le rebond, une faible différence entre deux échelles locale et globale indique que cette technique présente un bruit élevé de mesures, qui peut nuire à l'identification de la variabilité intrinsèque.

Lors de la comparaison de la variabilité entre éprouvettes ( $V_{SP}$ ), les valeurs de  $cv$  varient de 1.3 à 2.7% pour la vitesse ultrasonore directe et de 6.1 à 8.7% pour la résistivité électrique de 5 cm, qui ont été calculées par des séries de mesures sur l'ensemble de douze éprouvettes pour chaque béton étudié. Ces résultats montrent que les mesures de vitesse directe sont plus stables que celles de la vitesse indirecte. Une faible différence est identifiée entre  $V_{SP}$  et  $V_L$  pour la résistivité électrique. Deux éprouvettes ont été seulement utilisées pour estimer la variabilité  $V_{SP}$  de rebond qui est de l'ordre de 6.4 à 8.0%. Une faible différence de rebond entre les échelles considérées (locale, globale, entre éprouvettes) montre que cette technique représente statistiquement un bruit élevé de mesures.

### 2.3.2. Analyse des lois de distribution de CND

Dans une étude récente (Aït-Mokhtar 2013), il a été proposé certaines lois de distribution en utilisant l'estimation du maximum de vraisemblance (Maximum Likelihood Estimators) pour représenter la variabilité de différentes propriétés caractérisées sur éprouvettes en béton. Par exemple, une loi normale peut être utilisée pour la distribution de la résistance à la compression, ou de la lixiviation, ou de la profondeur de carbonatation. La loi lognormale est souvent proposée pour certaines propriétés physiques telles que la perméabilité, la résistivité électrique, la porosité, etc. Une synthèse a été également réalisée en présentant la fonction de densité de probabilité, les paramètres principaux pour chaque loi théorique. Cette synthèse a été complétée par cette étude de thèse (Annexe 2.5). Sans classement, les lois ont été présentées selon l'ordre de A à Z.

Dans le cadre de cette thèse, l'identification des lois de distribution pour les mesures de CND est un travail important afin qu'on modélise la variabilité et propage la variabilité dans

les processus d'inversion et de combinaison pour tenir en compte de l'incertitude. C'est pourquoi, l'ajustement des lois de probabilité a été réalisé en utilisant alternativement trois tests statistiques : test du  $\chi^2$  (khi-deux), test de Kolmogorov-Smirnov (K-S), test d'Anderson-Darling (A-D). Ces tests permettent de tester l'hypothèse nulle selon laquelle les données mesurées sont engendrées par une fonction de la loi de probabilité. Par conséquent, on peut comparer l'histogramme des fréquences et la distribution de la loi de probabilité. L'ajustement repose sur la comparaison des valeurs statistiques calculées entre différentes fonctions de distribution et les données issues du CND. Pour chacun des tests, plus la valeur statistique est petite, meilleur est l'ajustement. Dans un cas idéal, le résultat peut être donné par la conjonction des résultats entre les trois tests. Chaque test d'ajustement présente des avantages et inconvénients.

Le test du  $\chi^2$  est le plus connu parmi les tests d'ajustement statistiques (goodness-of-fit tests). Il peut être utilisé à la fois soit pour les données continues soit pour les données discrètes. La statistique du  $\chi^2$  est calculée par l'équation 2.5, avec  $K$  est le nombre de classes,  $N_i$  et  $E_i$  sont respectivement les effectifs observés et théoriques dans la classe  $i$  (Ross 2004). Cette valeur représente une mesure de l'écart constaté entre les effectifs théoriques et les effectifs observés dans l'échantillon. Toutefois, le choix du nombre de classes est arbitraire. Il est nécessaire que les effectifs théoriques dans chacune des classes soit au moins égal à 5.

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(N_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.5)$$

Contrairement au test du  $\chi^2$ , le test de Kolmogorov-Smirnov a l'avantage de ne pas requérir de séparer arbitrairement l'échantillon en intervalles. Donc, il permet de tester toute taille d'échantillon, mais il s'applique uniquement aux distributions continues. Ce test est basé sur la fonction de répartition empirique  $F_n(x)$  associée à un ensemble des points de mesure  $(X_1, X_2, \dots, X_n)$ .  $F_n(x)$  est définie par l'équation 2.6, avec  $n$  est le nombre total des points de mesure,  $N_x$  est le nombre de points dont la valeur mesurée est inférieure ou égale à  $x$  (Ross 2004). La valeur critique du test de K-S ne dépend pas de la distribution théorique supposée. Le calcul du test se fait sur l'écart entre la fonction  $F_n(x)$  et la fonction de répartition théorique  $\hat{F}(x)$  continue.

$$F_n(x) = \frac{N_x}{n} \quad (2.6)$$

La valeur critique du test K-S est définie par la variable aléatoire  $D_n$  comme suit :

$$D_n = \max \left( \left| F_n(x) - \hat{F}(x) \right| \right) \quad (2.7)$$

Le test d'A-D est une modification du test de K-S pour mettre en évidence la différence entre les queues de la distribution ajustée et les données. La statistique de ce test est définie comme suit :

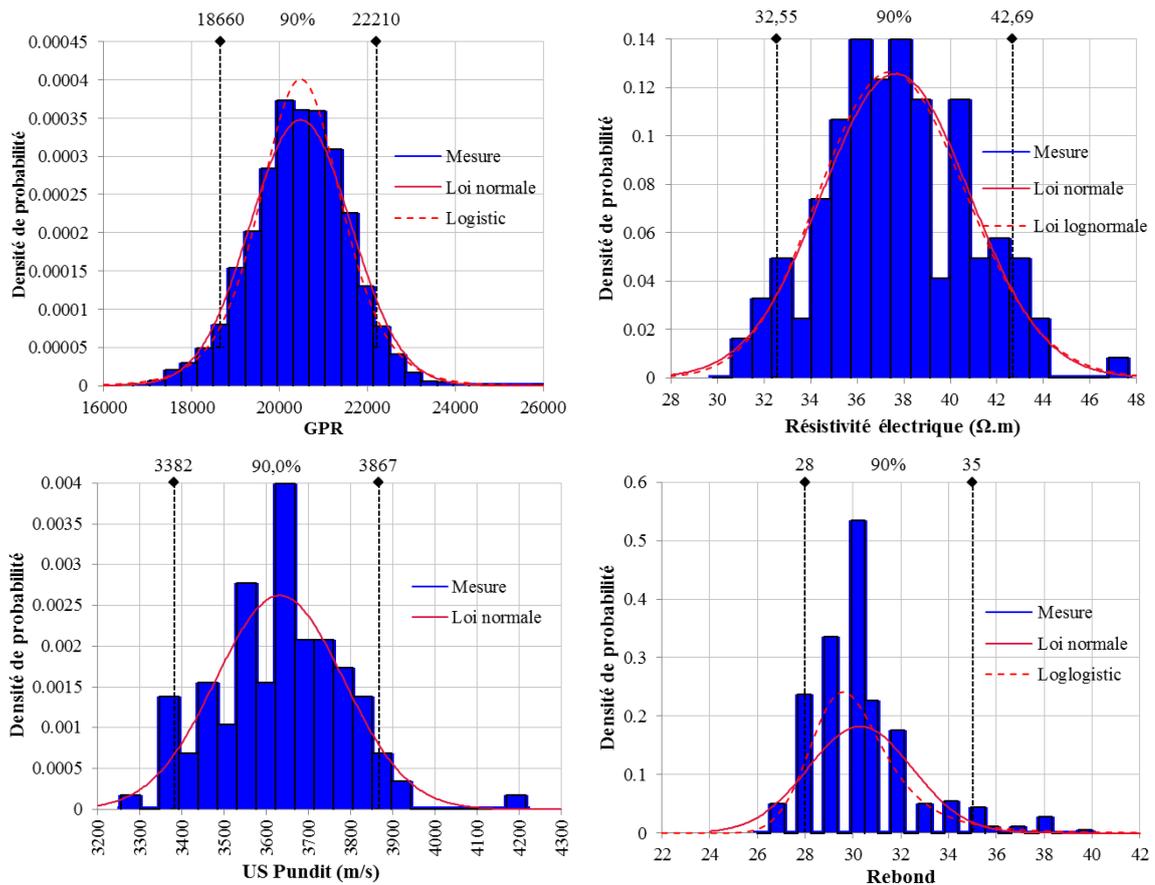
$$A_n^2 = n \int_{-\infty}^{+\infty} [F_n(x) - \hat{F}(x)]^2 \Psi(x) \hat{f}(x) dx \quad (2.8)$$

où :  $\Psi(x) = \frac{1}{\hat{F}(x)[1 - \hat{F}(x)]}$  est la fonction de pondération,  $\hat{f}(x)$  est la fonction de densité de la distribution théorique supposée.

### **(a) Pour l'échelle globale de la dalle**

Dans cette étude, il est possible d'analyser des lois de distribution à partir du grand nombre de mesures de CND à l'échelle globale de dalle. Lors de la première campagne de mesures, sur une dalle typique, il y a au total 6600 signaux radars (33 profils x 200 cm), 135 mesures (15 zones x 9 mesures) pour deux techniques de résistivité et d'ultrason, 540 mesures (15 zones x 36 mesures) pour le rebond. La figure 3.10 présente un exemple des distributions de mesures sous forme d'un histogramme pour quatre observables étudiés. Chaque graphique présente également 90% de l'intervalle de confiance de la moyenne. Dans le cas de la dalle D1, les intervalles ont été estimés de 18660 à 22210 pour l'amplitude radar, de 32.55 à 42.69  $\Omega.m$  pour la résistivité électrique de 5 cm, de 3382 à 3867 m/s pour la vitesse ultrasonore indirecte, et de 28 à 35 pour le rebond. En statistique, un histogramme peut être ajusté par une loi théorie de probabilité. Ici, la loi normale peut être utilisée pour les quatre observables afin de représenter leur distribution (Fig. 2.11). Une loi lognormale a été également ajustée pour la résistivité électrique. Il apparaît une faible différence entre ces deux lois normale et lognormale. La même remarque est identifiée en comparant deux lois normale et logistique pour le radar. De plus, une loi log-logistique semble un meilleur ajustement de la distribution du rebond.

Le processus d'ajustement a été également appliqué pour les mesures de CND effectuées sur quatre autres dalles D2 - D5. Il apparaît que certaines lois de distribution ont été fréquemment identifiées entre les dalles telles que la loi normale et la loi logistique. Les lois de distribution principales sont présentées dans le tableau 2.3 pour chacun des observables étudiés. En général, une loi normale peut être utilisée pour représenter la distribution de CND résultant d'un grand nombre de mesures (dans ce cas d'étude,  $n > 120$  pour tous les observables étudiés). Des lois lognormale et logistique s'adaptent aussi aux données issues du CND, en particulier pour la résistivité et le radar. Dans certains cas, la distribution de rebond peut être ajustée par une loi log-logistique ou de Weibull. Ces résultats sont comparables avec ceux présentés par Aït-Mokhtar et al. (Aït-Mokhtar 2013). Dans le cas où il existe un grand nombre de données, la loi de distribution peut être identifiée par des tests d'ajustement. Au contraire, si le nombre de données est limité, les lois identifiées dans cette étude peuvent être utilisées pour des analyses fiabilistes.



**Fig. 2.11. Distributions de mesures de CND à l'échelle globale (cas de la dalle D1)**

**Tableau 2.3. Résumé des lois de distribution de CND à l'échelle globale de la dalle**

Observable	Lois de distribution identifiées
Vitesse ultrasonore indirecte	Normale, logistique, lognormale
Résistivité électrique de 5 cm	Normale, logistique, lognormale,
Rebond	Normale, Weibull, log-logistique
GPR	Normale, logistique, Weibull

**(b) Pour l'échelle locale de zone**

Dans le cas d'ultrason et de résistivité électrique, le nombre de mesures effectuées par zone est limité, typiquement moins de 30 mesures. On ne peut pas choisir une zone par hasard comme une zone représentative de toutes les zones de mesures. Pour traiter cette limite, une zone de mesure de 40x40 cm<sup>2</sup> a été choisie au préalable sur une dalle supplémentaire sans ferrailage coulée avec le même béton que la dalle D1. Cette zone permet de réaliser le maximum de mesures possibles en s'affranchissant de l'influence des armatures. Quarante-vingt-et-une mesures ont été effectuées alternativement avec des écartements réguliers de 2.5 cm (d1), 5 cm (d2), 7.5 cm (d3) et 10 cm (d4) (Fig. 2.12) pour trois techniques : ultrason, résistivité électrique et rebond. Pour le radar, il est possible de tester la loi de distribution avec 64 signaux enregistrés dans chaque zone. Ici, un seul résultat obtenu sur une zone de la dalle D1 est présenté. Le même processus d'ajustement ci-dessus a été réalisé pour identifier des

lois de distribution de CND à l'échelle locale. Les résultats sont présentés dans la figure 2.13 en formes d'histogrammes et de lois théoriques s'adaptant aux données de chaque observable étudiée.

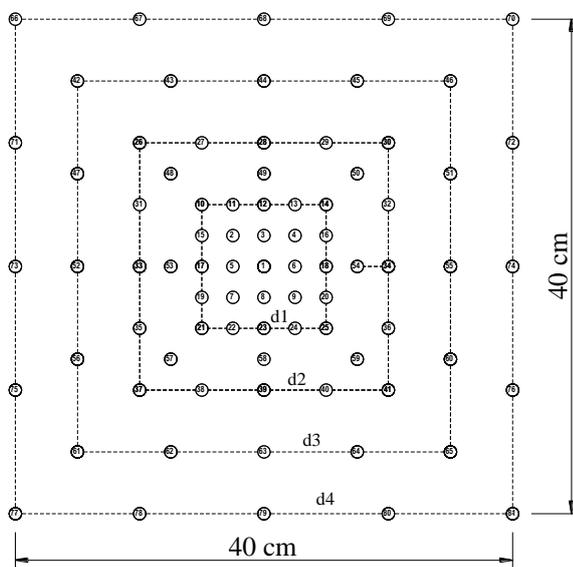


Fig. 2.12. Représentation des positions de mesures

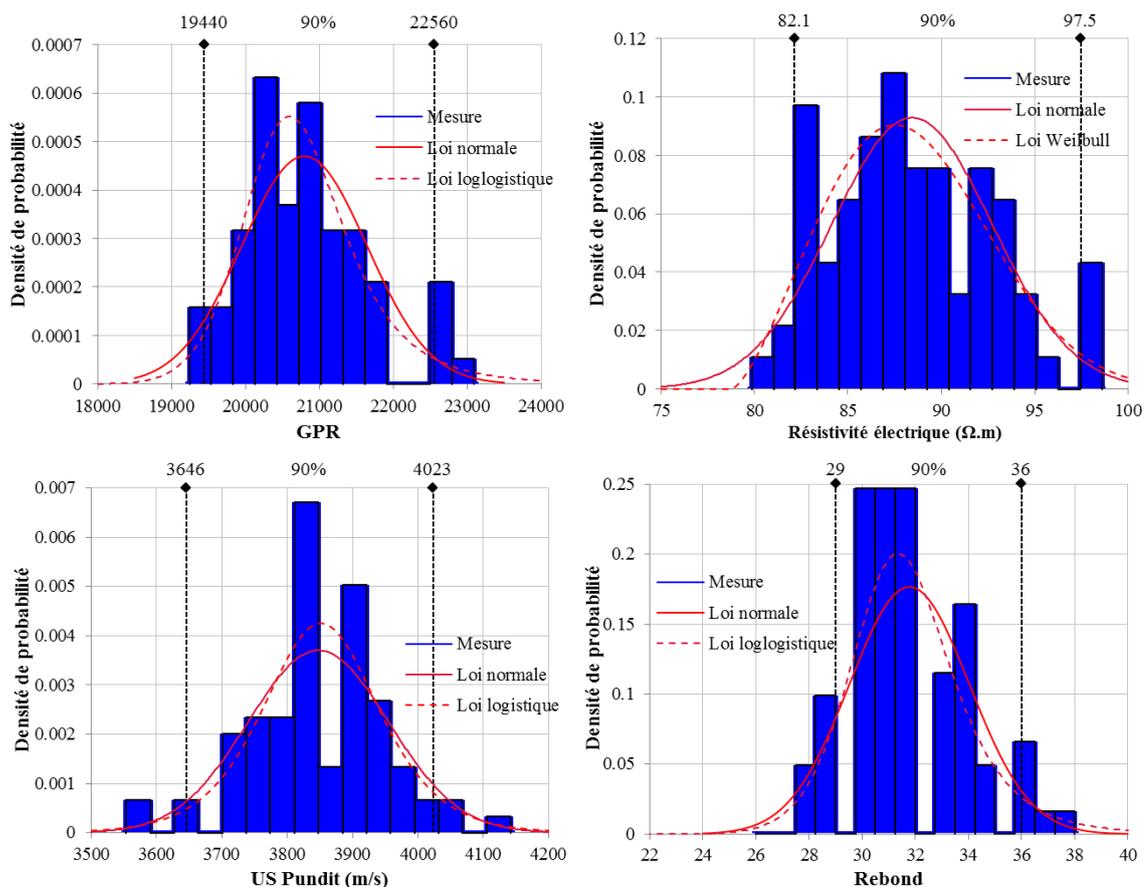


Fig. 2.13. Distributions de mesures de CND à l'échelle locale

Les graphiques dans la figure 2.13 donnent un résultat comparable au paragraphe précédent (a) : la loi normale permet de représenter la distribution de CND à l'échelle locale.

Chaque graphique présente deux lois théoriques : la loi normale et une autre loi de probabilité. Par exemple, la loi logistique permet aussi de représenter la distribution de la vitesse ultrasonore indirecte en estimant exactement la même moyenne des valeurs mesurées que la loi normale. La loi log-logistique peut être utilisée soit pour le rebond, soit pour l'amplitude positive du signal direct radar. La loi de Weibull s'applique également à la distribution de résistivité électrique. Cependant, une faible différence de distribution est identifiée entre chacune de ces trois lois et la loi normale. On travaillera donc dans la suite avec la loi normale.

### 2.3.3. Analyse de la convergence des mesures

On considère les données mesurées comme des variables aléatoires qui permettent de calculer une moyenne empirique. La moyenne empirique fournit une estimation de la moyenne vraie de la population. Cette estimation converge vers la solution exacte quand la taille de l'échantillon s'accroît indéfiniment.

Dans cette étude, la convergence des mesures issues des CND a été analysée en calculant l'intervalle de confiance de la moyenne à l'échelle globale de la dalle. C'est-à-dire qu'un échantillon est un ensemble des données mesurées sur une dalle (2.45x2.0x0.2 m<sup>3</sup>) du site test. On suppose que les quinze zones étudiées représentent la surface totale de la dalle. Les différents nombres de mesures, notés  $n$ , ont été réalisés dans chaque zone en fonction de la technique utilisée (9 mesures par zone pour la vitesse ultrasonore indirecte et la résistivité électrique, 36 mesures par zone pour le rebond). Pour chaque technique, l'ensemble des valeurs mesurées sur une dalle est découpé en six classes (Tableau 2.4).

**Tableau 2.4. Découplage du nombre de mesures par zone et par dalle**

Technique	Ultrason - Résistivité		Rebond		
	Classe	$n$ /zone	$n$ /dalle	$n$ /zone	$n$ /dalle
	1	1	15	1	15
	2	2	30	4	60
	3	3	45	9	135
	4	4	60	16	240
	5	6	90	25	375
	6	9	135	36	540

L'expression de l'intervalle de confiance repose sur les caractéristiques de la convergence de la moyenne estimée vers la moyenne exacte. La moyenne estimée est calculée pour chaque classe de données. Si l'on suppose que la variance est inconnue, l'expression de l'intervalle de la moyenne correspondant à la classe  $i$  au niveau de confiance  $1-\alpha$  s'exprime comme suit :

$$I = \left[ \bar{x}_i - t_{\alpha/2, n_i} \frac{s_i}{\sqrt{n_i}}, \bar{x}_i + t_{\alpha/2, n_i} \frac{s_i}{\sqrt{n_i}} \right] \quad (2.9)$$

avec  $\bar{x}_i$  est la moyenne estimée,  $s_i$  est l'écart type estimé,  $n_i$  est le nombre de mesures correspondant à la classe  $i$ ,  $t_{\alpha/2, n_i}$  est un paramètre statistique obtenu par la loi de Student.

Par exemple, la figure 2.14 illustre le processus de la convergence de la moyenne au niveau de confiance de 95% pour la dalle D5 lorsqu'on augmente le nombre de mesures dans chaque zone de mesure. Les intervalles sont centrés sur les moyennes estimées correspondant à différents nombres de mesures. La largeur de l'intervalle diminue en fonction du nombre de mesures, particulièrement pour le rebond. Le bruit des mesures de rebond est donc plus élevé. Dans ce cas, les graphiques montrent qu'à partir de 15 mesures par dalle, la qualité de l'estimation de la moyenne est stabilisée à l'échelle globale de la dalle pour les trois observables étudiés.

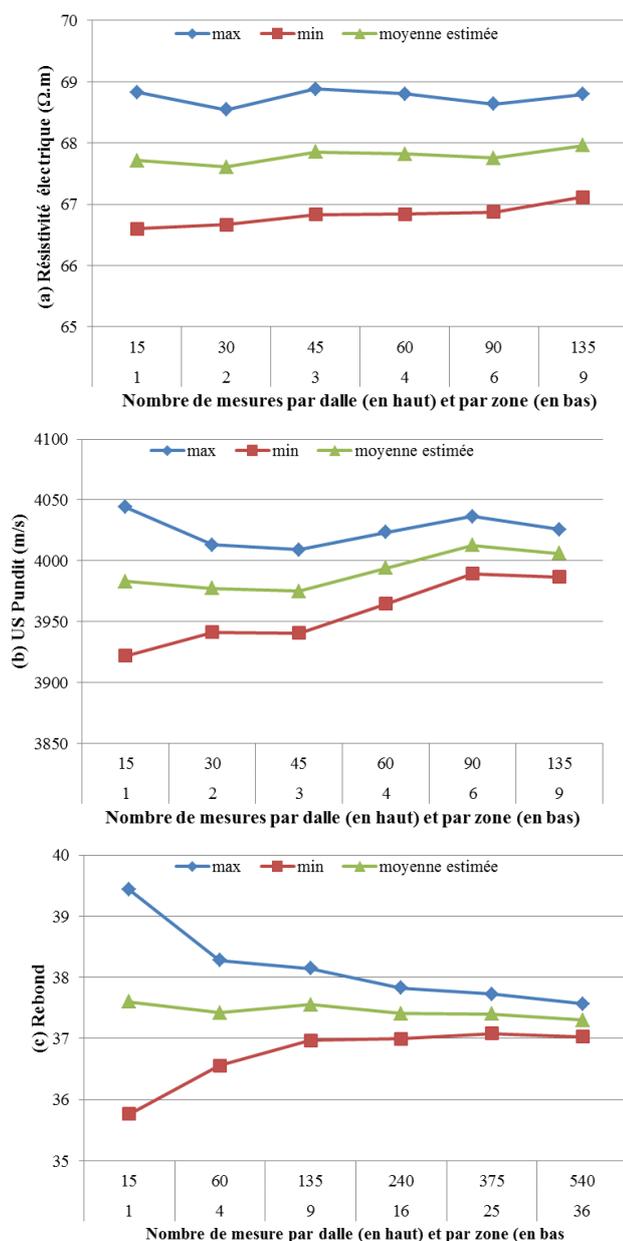


Fig. 2.14. Intervalles de confiance de la moyenne en fonction de du nombre de mesures : (a) résistivité électrique, (b) vitesse ultrasonore indirecte, (c) rebond

### 2.3.4. Analyse de la variabilité spatiale des CND à différentes échelles

L'analyse de la variabilité spatiale à différentes échelles permet d'estimer la partie due à la variabilité de la technique de CND et partie correspondant à la variabilité du béton. Les résultats expérimentaux obtenus du site test sont analysés en utilisant la distribution cumulative de la variabilité relative ( $rv$  en %) des mesures à certaines échelles : répétabilité, locale et globale. Les valeurs de la variabilité relative sont définies comme suivantes :

$$rv = \frac{x_i - \bar{x}}{\bar{x}} \times 100 \quad (2.10)$$

avec,  $x_i$  est la valeur mesurée sur le point  $i$ ,  $\bar{x}$  est la moyenne d'une série des mesures.

L'avantage de la variabilité relative est qu'elle permet de comparer facilement les distributions des propriétés du béton, même si leurs valeurs appartiennent à différentes gammes. Les distributions cumulatives des quatre observables étudiés sont présentées dans la figure 2.15. Sur chaque graphique, trois courbes sont tracées correspondant respectivement à la répétabilité  $V_R$ , à la variabilité locale  $V_L$ , et à la variabilité globale  $V_G$ . Pour une meilleure compréhension, rappelons qu'une zone de mesure a été choisie au préalable dans laquelle quatre-vingt mesures ont été effectuées pour trois techniques (ultrason, résistivité électrique et rebond). Ce travail attentif permet d'obtenir les valeurs représentatives de la moyenne des variabilités locales individuelles et de construire les courbes de leurs variabilités relatives.

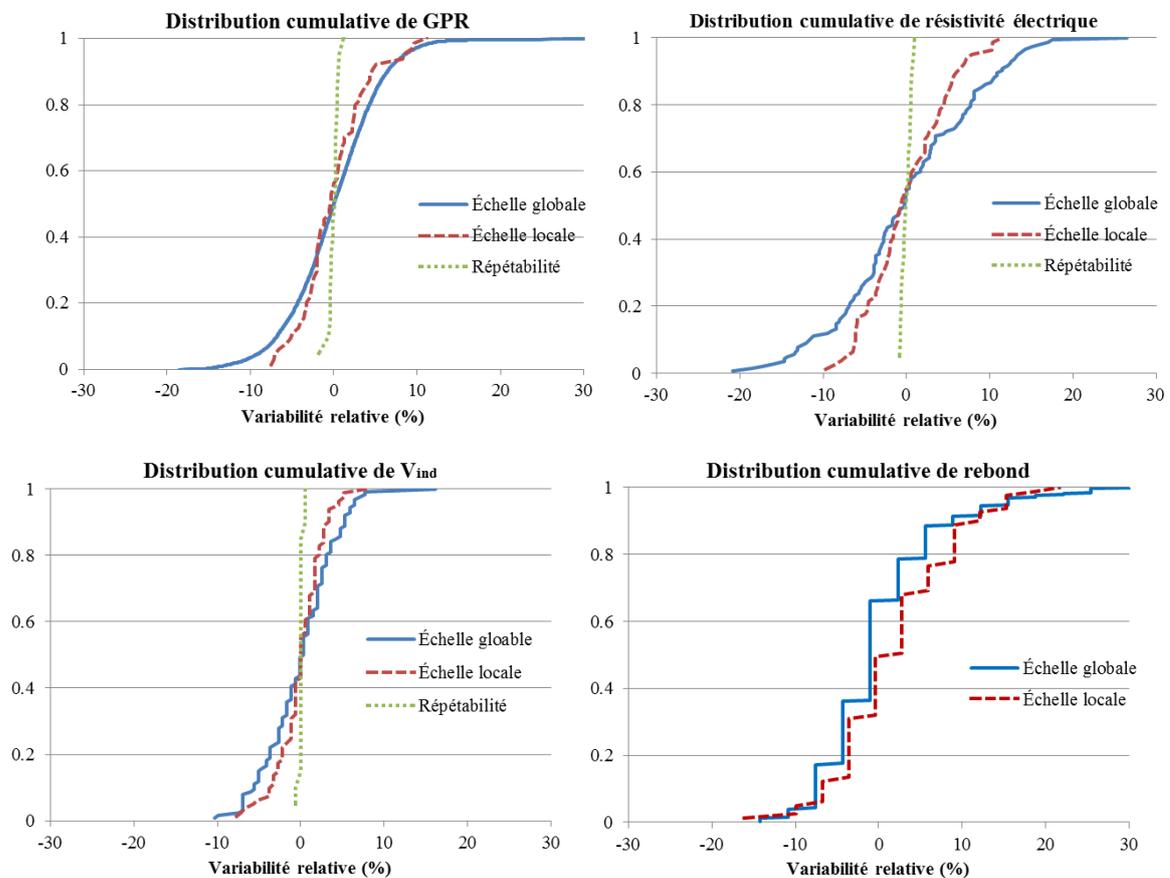


Fig. 2.15. Distributions cumulatives des incertitudes de CND à différentes échelles

On observe que la répétabilité  $V_R$  est toujours très faible, l'effet de la variabilité à l'échelle locale peut être négligé pour toutes les techniques utilisées. La loi normale peut être utilisée pour ajuster toutes les distributions empiriques dans la figure 2.15, à l'exception de la répétabilité qui montre une loi uniforme. Pour les quatre observables étudiés, la variabilité globale est plus élevée que la variabilité locale, mais leurs distributions semblent identiques. L'égalité de deux variances peut être analysée par le test de Fisher pour chaque observable entre deux échelles locale et globale. Il est possible de calculer les valeurs statistiques, notées  $F$ , par l'équation 2.11 pour un seuil de signification de 5% d'incertitude.

$$F = \frac{s_{V_G}^2}{s_{V_L}^2} \quad (2.11)$$

avec,  $s_{V_L}^2$  et  $s_{V_G}^2$  sont respectivement les variance des mesures effectuées aux échelles locale et globale.

Les résultats du test de Fisher sont résumés dans le tableau 2.5, où il est spécifié la valeur statistique ( $F$ ), la valeur critique ( $F$ -critical) et le p-value. Ces résultats montrent que les valeurs statistiques sont toujours plus élevées que les valeurs critiques. De plus, les valeurs p-value sont inférieures à 0.01 pour l'amplitude positive du signal direct radar, la résistivité électrique de 5 cm et la vitesse ultrasonore indirecte. Donc, on a l'argument convaincant sur l'hypothèse nulle. La variabilité globale est statistiquement plus élevée que la variabilité locale pour ces trois observables. Toutefois, dans le cas du rebond, la valeur p-value est égale à 0.163. Cette valeur représente un argument moins fiable sur l'hypothèse nulle. L'inégalité des variances de rebond n'est pas visible entre deux échelles locale et globale. Les techniques d'ultrason, de résistivité électrique et radar permettent de détecter la variabilité spatiale du béton sur ouvrage avec une précision acceptable, même si le béton ne présente pas une forte variabilité comme dans le cas de la dalle D1.

**Tableau 2.5. Résultats du test de Fisher (cas de la dalle D1)**

Observable	$F$	$F$ -critical	p-value
GPR	1.721	1.379	0.001
$\rho_{a5}$ [ $\Omega$ .m]	2.336	1.403	3.03E-05
$V_{ind}$ [m/s]	1.924	1.408	0.001
Rebond	0.848	0.758	0.163

### 2.3.5. Corrélation spatiale des mesures

Dans cette partie, les propriétés du béton sont considérées comme étant dépendantes spatialement. L'analyse variographique présente plusieurs avantages tels que : (i) l'évaluation de la variabilité spatiale d'un phénomène naturel, (ii) il permet une interpolation spatiale de bonne qualité des mesures expérimentales (Gringarten 2001). Le variogramme a été donc choisi pour étudier la corrélation spatiale des mesures non destructives effectuées sur les

dalles du site test. Le variogramme est calculé par l'équation 2.12, avec  $N(h)$  est le nombre de paires dont les points écartés d'une distance  $h$ ,  $Z(x)$  et  $Z(x+h)$  sont respectivement les données mesurées aux point  $x$  et  $x+h$ .

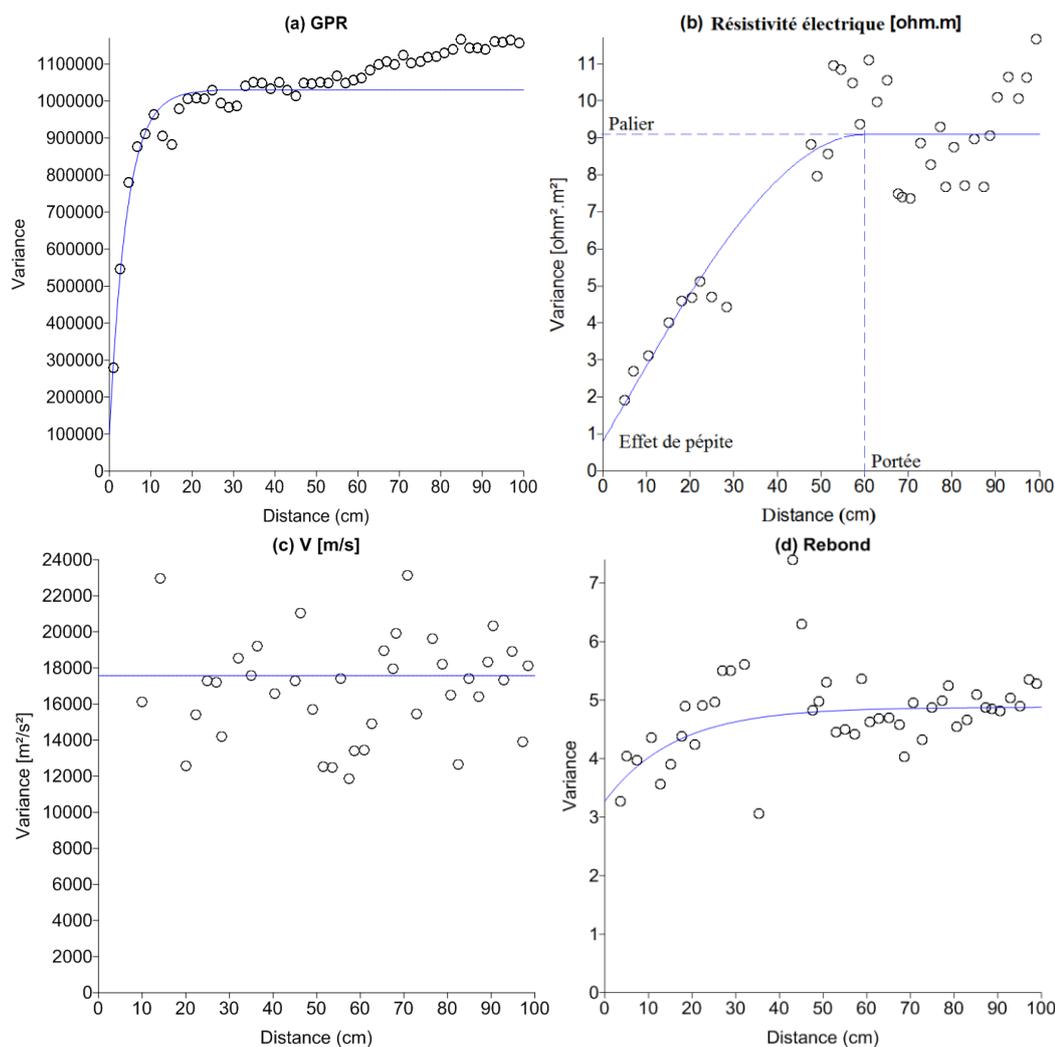
$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum^{N(h)} [Z(x) - Z(x+h)]^2 \quad (2.12)$$

En pratique, la distance maximale du variogramme expérimental se limite à la moitié de la taille de l'élément étudié (ex. diagonale d'un rectangle, dimensions données) (Truong 2013). Les variogrammes expérimentaux ont été réalisés pour les mesures de CND sur les dalles du site test. Par exemple, ils sont présentés sur la figure 2.16 pour (a) la vitesse ultrasonore indirecte, (b) la résistivité électrique, (c) le rebond et (d) l'amplitude positive de signal direct radar qui ont été mesurées sur la dalle D1 lors de la première campagne expérimentale. Ces variogrammes ont été construit pour une distance maximale de 100 cm qui correspond à la moitié de la largeur de la dalle. Sur le même graphique, la courbe du modèle de variogramme est également tracée en ajustant les valeurs expérimentales par la méthode des moindres carrées.

Lors de l'analyse variographique, trois caractéristiques principales sont souvent considérées : la portée, le palier et l'effet de pépité (un exemple est illustré à la figure 2.16b). Les valeurs de ces caractéristiques sont résumées dans le tableau 2.6 pour les courbes de modèle correspondant au meilleur ajustement des données expérimentales. Pour une meilleure compréhension, rappelons que la portée est la distance à partir de laquelle les valeurs mesurées sont indépendantes (pas corrélées). À partir de la portée, la valeur du variogramme correspond à la variance de la variable aléatoire. La portée peut être considérée comme la *longueur de corrélation* des observables de CND. Le palier est la variance de l'observable étudié à laquelle se trouve la portée. L'effet de pépité représente la variation de deux mesures infiniment proches. Elle peut quantifier la variabilité à des distances qui sont plus petites que l'écartement minimal entre points de mesure, y compris l'erreur de mesure. Si le variogramme expérimental ne présente que l'effet de pépité, la valeur maximale du variogramme peut être considérée comme une information correspondant à la variabilité globale.

**Tableau 2.6. Caractéristiques des variogrammes (cas de la dalle D1)**

Observable	Portée $a$ (cm)	Palier	Effet de pépité	Pépité/Palier (%)
GPR	60	1030000	100000	9.7
$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]	60	9.1	0.8	8.8
$V_{ind}$ [m/s]	-	-	17570	-
Rebond	-	4.9	3.3	67.3



**Fig. 2.16.** Variogrammes expérimentaux et modèles d'ajustement pour (a) le radar, (b) la résistivité électrique, (c) l'ultrason et (d) le rebond sur la dalle D1

Le variogramme de radar (Fig. 2.16a) peut être ajusté par un modèle exponentiel avec une portée pratique de 60 cm et un palier de 1030000. La valeur du palier déduite est de 5% par rapport à la moyenne. L'effet de pépité est égal à 100000. Cette valeur représente une variabilité très locale et l'erreur de mesures est de l'ordre de 1.5% à des distances inférieures à 1 cm.

Le variogramme expérimental de la résistivité électrique (Fig. 2.16b) peut être ajusté par un modèle sphérique avec une portée spécifique de 60 cm et un palier de 9.1 en  $\Omega^2.m^2$ . La valeur du palier déduite est de 8% par rapport à la valeur moyenne mesurée. Ce  $c_v$  correspond à la variabilité globale des mesures de résistivité effectuées sur la dalle D1. Les premiers points de ce variogramme présente une forte corrélation entre mesures jusqu'à la portée. L'effet de pépité est égal à  $0.8 \Omega^2.m^2$  qui correspond à un  $c_v$  de 2.4% à des distances de moins de 5 cm, y compris l'erreur de mesure.

Le variogramme expérimental de la vitesse ultrasonore indirecte (Fig. 2.16c) montre que les valeurs mesurées sont indépendantes. La variance maximale de ce variogramme est égale à  $23141 m^2/s^2$  à une distance de 70 cm. Cette valeur correspond à une variation de 152 m/s,

qui représente la variabilité globale des mesures des vitesses effectuées sur la dalle D1. L'effet de pépité est égal à 17570 m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>. Il indique que dans ce cas la variabilité locale de la vitesse ultrasonore indirecte est de l'ordre de 133 m/s à des distances inférieures à 10 cm, y compris l'erreur de mesure.

Le variogramme expérimental du rebond (Fig. 2.16d) présente une distribution de bruit élevé. Le palier de ce variogramme est de l'ordre de 4.9, qui correspond à la variabilité globale des mesures de rebond effectuées sur la dalle D1. L'effet de pépité est égal à 3.3. Cette valeur indique que la variabilité locale de rebond est de l'ordre de 1.8 à des distances de moins de 5 cm, y compris l'erreur de mesure. Dans le cas du rebond, l'effet de pépité est plus important que la variabilité globale.

Sauf les méthodes mécaniques (ultrason et rebond), certaines corrélations spatiales sont visibles pour les deux autres observables considérés sur la dalle D1. Une longueur de corrélation de 60 cm a été identifiée pour la résistivité électrique et l'amplitude positive du signal direct radar. Leur longueur de corrélation est identique pour ces deux observables. Cela s'explique par le fait que les deux observables sont sensibles aux mêmes propriétés physiques du béton (ex. variation d'humidité dans le béton). Ces distances identifiées sont des informations importantes car elles permettent d'estimer la distance entre deux mesures indépendantes. Les longueurs de corrélation seront tenues en compte par certains outils géostatistiques (Krigage) dans le processus de l'interpolation spatiale. De plus, elles peuvent être utilisées pour optimiser la stratégie d'auscultation sur ouvrages, et pour estimer le nombre nécessaire de mesures avec un niveau de précision donné.

### 2.3.6. Estimation du nombre minimal de mesures

En pratique, le nombre de mesures doit assurer la fiabilité de l'auscultation non destructive en considérant des contraintes de budget. L'optimisation d'échantillonnage nécessite d'avoir un nombre minimal de mesures. Ce nombre minimal peut être estimé relativement avec un niveau de précision en se basant sur des valeurs de  $cv$  correspondant à chaque investigation spécifique (Breyse 2008b, Breyse 2012b, Lataste 2012a). Dans cette étude, il a été estimé en utilisant la théorie statistique et les longueurs de corrélations identifiées dans le paragraphe 2.3.5.

Supposons que une série de mesures  $(x_1, \dots, x_n)$  est un ensemble des variables aléatoires présentant une distribution normale avec une moyenne inconnue  $\mu$  et une variance inconnue  $\sigma^2$ , l'intervalle de confiance de la moyenne avec 100(1 -  $\alpha$ ) en pourcentage de confiance est décrit comme suivante :

$$\mu \in \left[ \bar{x} - t_{1-\alpha/2, n-1} \frac{s}{\sqrt{n-1}}, \bar{x} + t_{1-\alpha/2, n-1} \frac{s}{\sqrt{n-1}} \right] \quad (2.13)$$

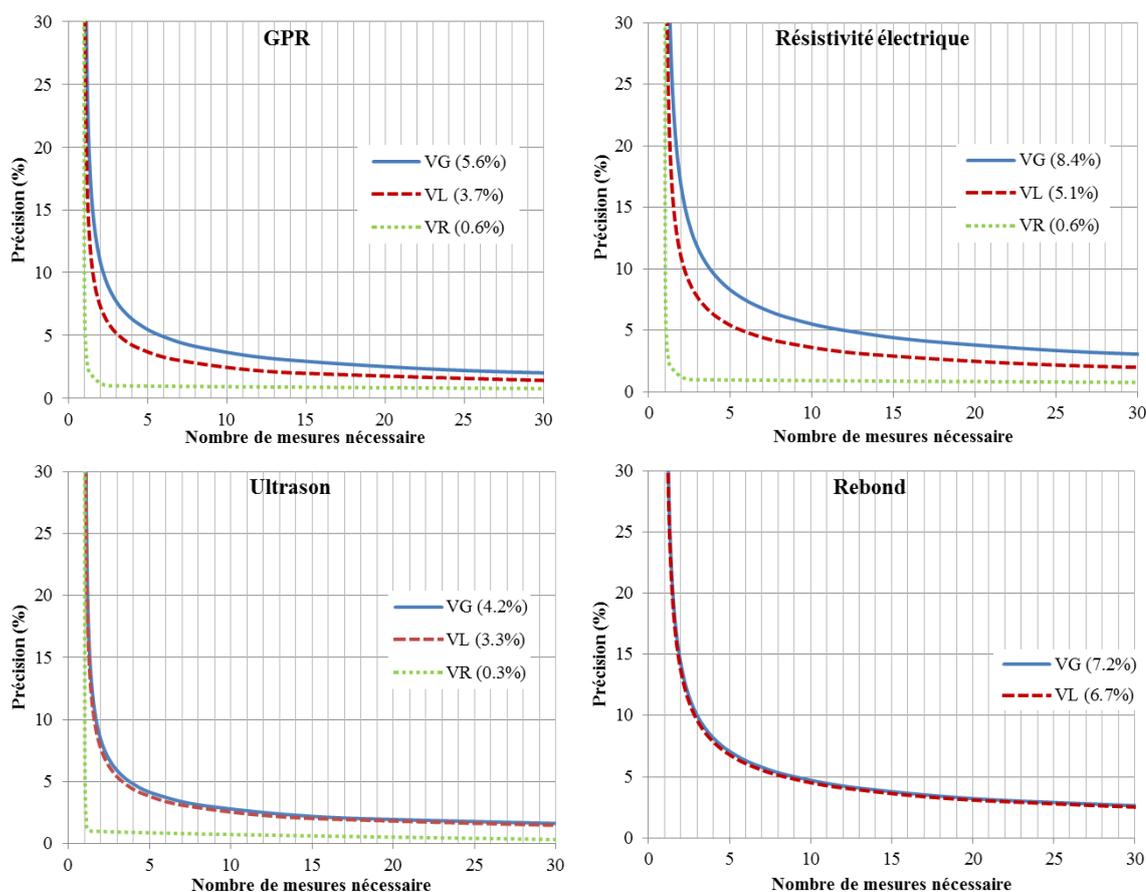
avec  $\bar{x}$  est la valeur moyenne mesurée,  $s$  est l'écart type des mesures,  $n$  est le nombre de mesures,  $t_{1-\alpha/2}$  est un paramètre statistique obtenu par la loi de Student (Ross 2004).

L'intervalle décrit par l'équation 2.13 est généralement validé pour un ensemble composé d'au moins 30 mesures indépendantes. Dans le cas où la longueur de corrélation entre mesures est identifiée, cet intervalle est également utilisé pour les mesures écartées d'une distance minimale correspondant à la longueur de corrélation (ex. 60 cm pour les mesures non destructives sur la dalle D1 du site test), c'est-à-dire pour des mesures non corrélées spatialement donc indépendantes. Ainsi, on peut en déduire le nombre de mesures en estimant la moyenne des valeurs mesurées avec une précision de  $\varepsilon$  pour cent. La relation est décrite par la relation suivante :

$$t_{1-\alpha/2, n-1} \frac{cv}{\sqrt{n-1}} \leq \varepsilon \Rightarrow n \geq \left( t_{1-\alpha/2, n-1} \frac{cv}{\varepsilon} \right)^2 + 1 \quad (2.14)$$

avec  $cv$ , en %, le coefficient de variation d'une série des mesures indépendantes.

Pour une technique et un niveau de confiance donné, la relation 2.14 présente soit le nombre de mesures nécessaire résultant d'une précision souhaitée, soit la précision obtenue à partir d'un nombre de mesures donné. Les valeurs de  $cv$  des mesures de CND effectuées sur la dalle D1 sont résumées dans le tableau 2.7. Les relations entre nombre de mesure et précision souhaitée sont tracées dans la figure 2.17 pour les quatre observables étudiés à trois différentes échelles (répétabilité, locale et globale).



**Fig. 2.17.** Variation du niveau de confiance sur l'évaluation de la moyenne en fonction du nombre de mesures

Pour une précision de 5% en considérant 95% de l'intervalle de confiance de la moyenne, le nombre minimal de mesures a été calculé pour chaque technique utilisée (observable) (Tableau 2.7). Il est nécessaire d'avoir au moins 1 mesure pour les quatre techniques à l'échelle de la répétabilité. À l'échelle locale, le nombre minimal de mesures est de 4 pour la vitesse ultrasonore indirecte, 6 pour la résistivité électrique, 4 pour le radar et 9 pour le rebond. À l'échelle globale, il augmente respectivement jusqu'à 12 et 6 mesures pour la résistivité électrique et le radar. Le nombre minimal de mesures est légèrement changé entre deux échelles locale et globale pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond, car leurs  $cv$  étaient quasiment identiques entre deux échelles étudiées de la dalle D1. Ces résultats sont utilisés en considérant les mesures effectuées comme les variables indépendantes.

**Tableau 2.7.  $cv$  des observables de CND et leurs nombres minimaux de mesures à différentes échelles**

Observable	$cv_{V_R}$ (%)	$cv_{V_L}$ (%)	$cv_{V_G}$ (%)	$n_{V_R}$	$n_{V_L}$	$n_{V_G}$	$a$ (cm)
GPR	0.6	3.7	5.6	1	4	6	60
$\rho_{a5}$ [ $\Omega$ .m]	0.6	5.1	8.4	1	6	12	60
$V_{ind}$ [m/s]	0.3	3.3	4.2	1	4	4	-
Rebond	-	6.7	7.2	1	9	10	-

Dans le cas où il existe une corrélation spatiale des mesures à l'échelle globale, les points de mesure peuvent être positionnés avec un écartement (pas d'échantillonnage) au-delà de la longueur de corrélation ( $a$  en cm) afin d'optimiser la stratégie d'auscultation. Par exemple, dans le cas de la dalle D1, 12 mesures de résistivité électrique peuvent être réalisées avec un écartement minimal de 60 cm. Par conséquent, cette approche permet d'étudier une surface plus large en réduisant le nombre de mesures avec la même qualité d'estimation, soit pour la moyenne des propriétés du béton, soit pour leur variabilité spatiale (calcul basée sur l'estimation de la variance).

## 2.4. INVERSION PAR COMBINAISON DES TECHNIQUES

Dans le cadre de cette thèse, cinq campagnes expérimentales ont été programmées en réalisant des essais non destructifs sur les dalles du site test et les essais destructifs sur des éprouvettes de mêmes bétons. Les essais destructifs fournissent des informations de référence pour les bétons de différents âges telles que leur résistance à la compression et leur teneur en eau massique. Ces informations sont utilisées dans la procédure de calibration des modèles empiriques.

### (a) Essai de compression

L'essai de compression a été réalisé sur des éprouvettes cubiques de  $15 \times 15 \times 15$  cm<sup>3</sup> conformément à la norme européenne NF EN 12390-3. L'éprouvette est soumise à une charge

croissante jusqu'à la rupture à l'aide d'une presse. La montée de charge est de 11 kN/s. La résistance à la compression d'une éprouvette est calculée par le rapport entre la charge maximale en fin d'essai et la section transversale de l'éprouvette.

Pour chaque campagne de mesure, la résistance à la compression d'un béton est la moyenne des valeurs mesurées sur deux éprouvettes. Les résultats montrent que la variation de la résistance entre deux éprouvettes de même béton est très faible, typiquement moins de 2.6 % pour les quatre bétons étudiés.

### **(b) Mesure de la teneur en eau**

À la suite de l'essai de compression, quatre petits échantillons ont été extraits à partir de chaque éprouvette. La taille d'un échantillon est celle correspondant au moins trois fois le diamètre maximal des granulats. Dans une campagne de mesure, il y avait donc huit échantillons par béton qui pour la mesure de la teneur en eau massique du béton. Les essais ont été réalisés à l'aide d'une balance ayant une précision de 0.1%, d'une étuve ventilée et un dessiccateur.

La teneur en eau est un indicateur pathologique pertinent pour donner des informations sur la durabilité du béton. Elle est souvent utilisée dans des modèles de simulation pour estimer la durée de vie des ouvrages réels. Elle représente la phase liquide dans le béton qui est composée de l'eau évaporable et de l'eau non évaporable. L'eau évaporable est considérée comme l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée la moins liée. L'eau non évaporable comprend à l'eau adsorbée la plus liée, l'eau liée dans les silicates calcium hydratés (CSH) et l'eau chimiquement liée (Houst 1990). La teneur en eau dans le béton est liée à l'humidité relative du milieu environnant et à la porosité du matériau.

Dans le cadre de cette thèse, les mesures de la teneur en eau ont été réalisées lors de deux campagnes N° 2 et N° 5. Un échantillon est pesé à l'état humide notée  $m_i$  en gramme. Il est séché dans une étuve à une température régulière de  $105 \pm 5$  °C pendant 48 heures, de manière à ce que la variation de masse entre deux pesées soit inférieure à 0.2%. Cet échantillon est pesé à l'état sec pour avoir la masse sèche, notée  $m_o$ . La teneur en eau massique d'un échantillon ( $w_i$  en %) est calculée par l'équation 2.14. La teneur en eau massique d'un béton est la moyenne des valeurs mesurées des huit échantillons.

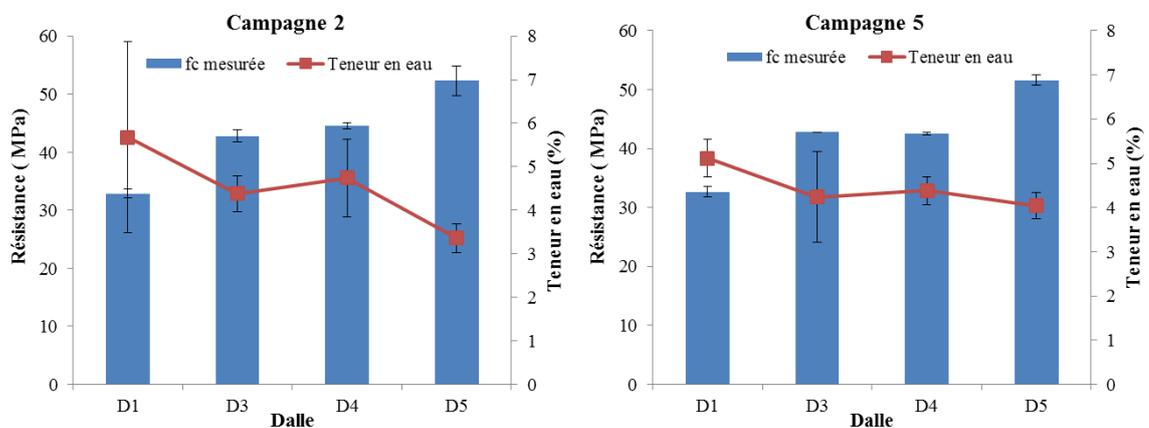
$$w_m = \frac{m_i - m_o}{m_o} 100(\%) \quad (2.14)$$

Les résultats de quatre campagnes de mesure sont résumés dans le tableau 2.8. Il y est spécifié par des valeurs moyennes pour deux propriétés mesurées sur éprouvettes (résistance et teneur en eau massique) et quatre observables de CND étudiés sur dalles du site test (vitesse ultrasonore indirecte, résistivité électrique de 5 cm, rebond, et amplitude positive du signal direct radar). Ces résultats seront utilisés dans la procédure de combinaison en utilisant différentes méthodes décrites dans les paragraphes suivants.

**Tableau 2.8. Synthèse des résultats de cinq campagnes de mesure : valeurs moyennes**

Camp.	Dalle	Âge (j)	$f_c$ [MPa]	$w_m$ (%)	GPR	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]	$V_{ind}$ [m/s]	Rebond
1	D1	29	26.6		20495	37.7	3632	30.3
	D2	34	37.3		16478	54.8	3864	32.4
	D3	34	37.3		18439	56.9	3792	33.2
	D4	29	35.8		22621	58.8	3875	35.0
	D5	31	45.6		21926	68.0	4006	37.3
2	D1	289	32.9	5.7	22424	151.9	3897	31.6
	D2	337	42.8	4.4	22188	136.0	4104	35.2
	D3	337	42.8	4.4	22149	131.9	4115	35.9
	D4	281	44.6	4.7	22507	174.9	4179	39.0
	D5	273	52.3	3.4	23214	335.4	4352	43.9
4	D1	435	35.4		23862		3766	31.7
	D2	481	47.6		22846		4051	39.3
	D3	481	47.6		23007		4046	38.4
	D4	428	44.6		24256		4204	39.2
	D5	421	58.8		23731		4275	45.8
5	D1	681	32.7	5.1	24158	172.2	3902	18.4
	D2	727	42.8	4.2	23565	215.5	3962	30.1
	D3	727	42.8	4.2	23616	163.9	4310	31.1
	D4	674	42.5	4.4	26187	246.4	4348	33.9
	D5	667	51.6	4.0	24602	203.9	4351	41.9

La figure 2.18 présente une relation inverse entre résistance à la compression et teneur en eau des bétons pour les deux campagnes expérimentales 2 et 5. Les teneurs en eau massiques diminuent de 5.7 à 3.4% pour des bétons de différentes résistances de 32.9 à 52.3 MPa. Les bétons plus faibles résistances présentent les teneurs en eau massiques les plus élevées. Cela s'explique par le fait que la porosité des bétons de faible résistance est plus forte ce qui laisse plus de volume accessible à l'eau.

**Fig. 2.18. Relation entre teneur en eau et résistance : (a) campagne 2, (b) campagne 5**

### 2.4.1. Méthode SonReb

La méthode SonReb est couramment utilisée pour estimer la résistance à la compression des bétons. Dans cette étude, elle s'applique aux mesures de vitesse ultrasonore indirecte et de rebond sur les dalles du site test. L'objectif est d'évaluer la fiabilité de cette méthode sur site test et sur ouvrages réels. En se basant sur l'étude bibliographique (Chapitre 1), on a choisi de considérer le modèle empirique décrit en forme puissance comme l'équation 2.15.

$$f_c^* = a \times V_{ind}^b \times R^c \quad (2.15)$$

#### (a) Identification de la campagne dite « de référence »

En théorie, les données d'une seule campagne de mesure permettent d'établir une loi de calibration. La question majeure est : est-il possible d'appliquer cette loi pour les autres campagnes de mesures ? Cette question amène à identifier une campagne de mesure dite de référence correspondant à un modèle empirique qui permet de réduire l'erreur sur l'estimation de la résistance. Dans cette étude, l'erreur quadratique moyenne (EQM) entre les valeurs estimées par le modèle ( $f_c^*$ ) calibré sur une campagne quelconque et les valeurs mesurées sur éprouvette ( $f_c$ ) a été calculée par l'équation 2.16, avec  $n = 4$  est le nombre de dalles considérées correspondant aux quatre différents bétons. La procédure de calibration est basée sur la minimisation de l'EQM.

$$EQM(f_c) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{c_i} - f_{c_i}^*)^2}{n}} \quad (2.16)$$

$$f_c^* = 2.04 \times 10^{-6} \times V_{ind}^{1.783} \times R^{0.566} \quad (2.17)$$

Par exemple, en premier temps, il est possible de calibrer le modèle initial (Eq. 2.17) par les valeurs mesurées provenant de la première campagne, en minimisant la valeur initiale de l'EQM. On obtient un modèle calibré avec les nouveaux paramètres  $a_1$ ,  $b_1$ ,  $c_1$  (la constante multiplicative et les exposants du modèle). Ce modèle est donc utilisé pour estimer la résistance à la compression sur dalles avec les données de vitesse et de rebond provenant des campagnes ultérieures. La valeur d'EQM est recalculée pour chaque campagne en utilisant les valeurs mesurées sur éprouvettes. Ce processus se fait alternativement pour les campagnes 2, 4 et 5. Les résultats de l'EQM sont résumés dans le tableau 2.9.

**Tableau 2.9. Synthèse de l'EQM à différents étapes de calibration**

Étape calibration	Paramètre « a »	EQM ( $f_c$ )				Moyenne
		Camp.1	Camp.2	Camp.4	Camp.5	
1	2.02E-06	3.3	1.9	4.0	3.4	3.1
2	1.95E-06	3.6	1.4	5.2	3.8	3.5
3	2.04E-06	3.3	2.1	3.8	3.4	3.2
4	2.02E-06	3.3	1.9	4.0	3.4	3.1

Les valeurs de l'EQM sont légèrement changées entre les différentes étapes de calibration sur les campagnes de mesure effectuées. Elles montrent l'importance du modèle initial sans aucune calibration qui estime bien la résistance à la compression des bétons à partir des données issues de CND. Dans le cas du modèle 2.17, on remarque que la constante multiplicative ( $a$ ) a été changée à chaque étape de calibration tandis que les exposants ( $b$ ,  $c$ ) ont été inchangés. Le rapport  $b/c$  est égal à 3.15 qui présente probablement une équivalence entre l'impact de la vitesse ultrasonore indirecte et celui du rebond. Avec calibration, le modèle résultant de la première campagne fournit les mêmes valeurs d'EQM que le modèle résultant de la cinquième campagne. L'EQM moyenne est aussi minimale pour deux nouveaux modèles identifiés. En conclusion, le modèle calibré sur la première campagne à 28 jours peut être utilisé pour estimer la résistance à la compression des bétons à différentes âges.

### (b) Évaluation des variabilités de la résistance mécanique

En considérant les protocoles de mesures, on indique que pour le rebond il y a quatre points de mesure situés autour d'un point de mesure par l'ultrason. La moyenne de quatre valeurs mesurées est donc calculée et puis combinée avec la valeur de vitesse ultrasonore indirecte pour estimer la résistance à la compression du béton en chaque point de mesure (cas d'ultrason) sur dalles. Le tableau 2.10 résume les moyennes des valeurs estimées par le modèle calibré sur la première campagne à partir de l'équation 2.15. Il y est spécifié par la moyenne de la résistance et leur  $cv$  correspondant aux variabilités locale et globale pour chacune des dalles D1-D5 du site test. Les valeurs estimées ( $f_c^*$  en MPa) sont comparées avec celles mesurées ( $f_c$  en MPa) par des essais de compression. La fiabilité du modèle utilisé peut être confirmée car toutes les erreurs sont moins de 5 MPa. Les variabilités de la résistance sont de l'ordre de 5 à 8% à l'échelle locale et de 6 à 10% à l'échelle globale. Ces résultats sont comparables avec ceux décrits dans la littérature (voir §1.1.2). Dans ce cas d'étude, le béton plus forte résistance (dalle D5) présentait les variabilités plus faibles ( $cv = 5.4 - 5.8\%$ ) à la fois à deux échelles considérées.

**Tableau 2.10. Variabilité de  $f_c$  estimée par le modèle SonReb à différentes échelles**

Dalle	$m$		$cv$ (%)	
	$f_c$ [MPa]	$f_c^*$ [MPa]	$\overline{V_L}$	$V_G$
D1	26.6	31.7	6.5	8.4
D2	37.3	36.2	5.9	7.9
D3	37.3	35.5	8.1	9.5
D4	35.8	38.0	5.2	7.0
D5	45.6	41.8	5.4	5.8

La dalle D1 a été choisie pour étudier le variogramme de la résistance mécanique en utilisant des valeurs estimées par la méthode SonReb. À la première campagne expérimentale, elle présentait probablement une variation en moyenne de 6.5% dans des zones et de 8.4% sur

sa surface totale. La variogramme (Fig. 2.19a) montre qu'il n'existe pas de corrélation spatiale de la résistance sur la dalle D1. Ce résultat correspond au variogramme de vitesse ultrasonore indirecte (cf. §2.3.5) qui ne présente que l'effet de pépité des mesures. Comment peut-on visualiser la variabilité spatiale de la résistance dans la structure ? Dans le cas d'absence de la corrélation spatiale, une des méthodes d'interpolation simple peut être utilisée au lieu de la méthode Krigeage. Comme un exemple, la figure 2.19b présente une carte de résistance estimée faite par la méthode de la pondération inverse à la distance. De fait que cette méthode est facile à réaliser en donnant des résultats acceptables dans une large gamme de conditions (Lam 1983). Cette carte permet d'identifier trois parties principales avec une faible différence de résistance, moins de 4 MPa entre eux (entre 29 et 33 MPa en moyenne). Elle représente les conditions de la dalle D1 : la partie en haut correspondant au béton situé à côté d'un bâtiment du laboratoire tandis que la partie en bas correspondant au béton plus exposé à des variations des conditions climatiques.

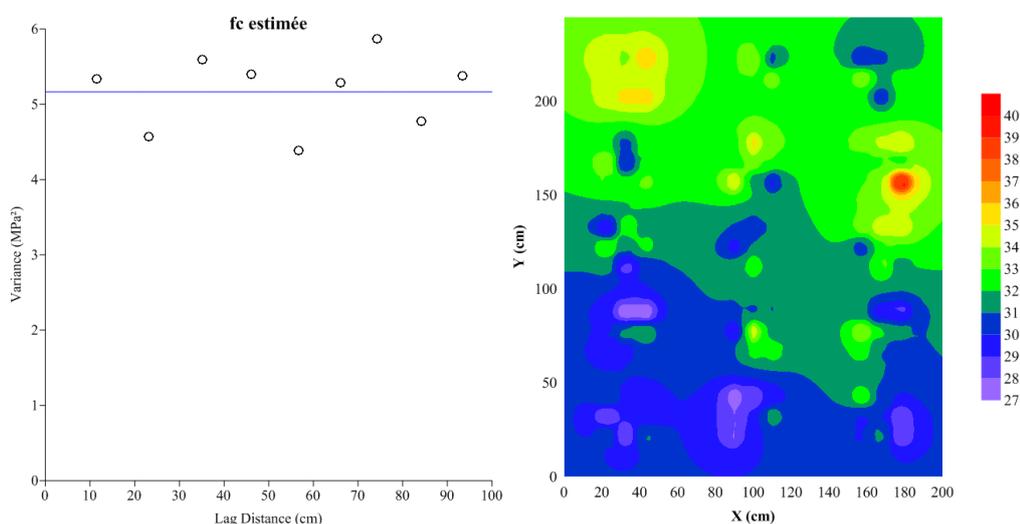


Fig. 2. 19. (a) Variogramme et (b) carte de  $f_c^*$  estimée par le modèle SonReb de la dalle D1

#### 2.4.2. Régression multiple $CND = f(f_c, w_m)$

Dans cette partie, nous avons étudié d'abord les données mesurées en laboratoire dans le cadre du projet SENSO (cf. Annexe 2.6) pour identifier les lois de régression multiple entre observable et indicateurs (ex. résistance, teneur en eau). Ces données permettent de considérer des différents bétons, de résistance à la compression de 20.2 à 72.9 MPa et de teneur en eau massique de 0.9 à 7.5%. Il est possible d'utiliser quatre observables de CND : l'amplitude radar normalisée ( $GPR_n$ ) par rapport à celle mesurée dans l'air, le logarithme des résistivités électriques de 5 cm et 10 cm ( $\log \rho_{a5}$  et  $\log \rho_{a10}$ ), et la vitesse ultrasonore directe ( $V_{dir}$ , m/s).

Sbartäi et al. (2012a) ont montré que les régressions multiples linéaires peuvent être utilisées pour représenter la relation entre la vitesse ultrasonore ou l'amplitude radar avec le degré de saturation et la porosité du béton. Par ailleurs, les régressions de puissance ont été également utilisées pour considérer la relation entre la résistance à la compression et la vitesse

ultrasonore et le rebond (Kheder 1999). Pour les observables de la résistivité électrique, la loi de puissance est souvent utilisée, par exemple la loi d'Archie. Nous avons décidé de considérer ces deux formes de régression multiple pour identifier les lois empiriques qui ajustent au mieux les données mesurées.

### (a) Identification des régressions multiples linéaires

Les régressions multiples linéaires ont été statistiquement identifiées entre chaque observable  $CND_i$  et les deux indicateurs : la résistance à la compression ( $f_c$ , MPa) et la teneur en eau massique ( $w_m$ , %). La relation est décrite par l'équation 2.18, avec  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $c_i$  sont les coefficients de régression multiple.

$$CND_i = a_i \times f_c + b_i \times w_m + c_i \quad (2.18)$$

La qualité des lois identifiées peut être évaluée par deux critères :

- le coefficient de détermination ( $R^2$ ) qui représente une qualité générale de la régression par rapport à au moins une propriété du béton. La valeur de  $R^2$  est déterminée par l'équation 2.19, avec X et Y sont respectivement les valeurs moyennes des séries de valeurs mesurées x et y. Il augmente de 0 à 1 quand la qualité de l'ajustement par moindres carrées augmente.

$$R^2 = \frac{[\sum (X - x)(Y - y)]^2}{\sum (X - x)^2 \sum (Y - y)^2} \quad (2.19)$$

- l'erreur d'estimation des coefficients de régression. L'indice dit de sensibilité se définit comme le rapport entre la pente de régression  $Co_x$  ( $a_i$  pour la résistance,  $b_i$  pour la teneur en eau) et l'erreur d'estimation  $E_x$  sur cette pente. Il est par la suite comparé avec une valeur critique déterminée à partir de la loi de Student pour juger de la pertinence de la pente vis-à-vis de l'estimation de l'indicateur considéré. La valeur critique est en fonction du niveau de confiance et le nombre de valeurs mesurées.

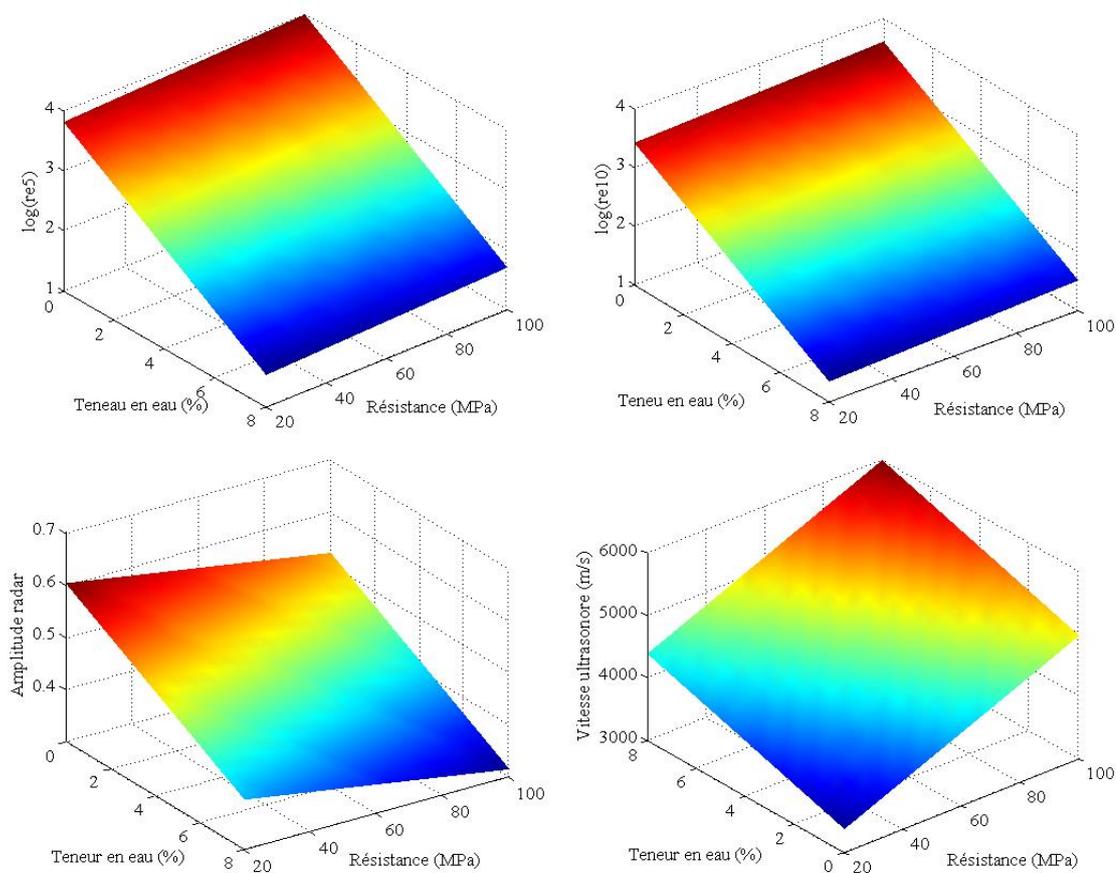
$$\sigma_x = \frac{Co_x}{E_x} \quad (2.20)$$

Les lois linéaires de régression multiple sont résumées dans le tableau 2.11. Les résultats montrent que les coefficients de détermination sont de qualité acceptable, plus de 0.65 pour les quatre observables. Les valeurs de  $\sigma_{b_i}$  sont généralement plus élevées que celles de  $\sigma_{a_i}$ . Dans ce cas, la valeur critique est égale à 1.7 pour une probabilité associée à la loi de Student de 95% et le degré de liberté de 31 (le nombre de données est de 32) pour caractériser la distribution. Les lois linéaires de la résistivité électrique sont moins bonnes pour estimer la résistance, car les valeurs de  $\sigma_{a_i}$ , de l'ordre de 0.9-1, sont plus faibles que la valeur critique. La vitesse ultrasonore directe est sensible de façon significative à la fois à la résistance et à la teneur en eau du béton.

**Tableau 2.11. Identification des régressions multiples linéaires**

$CND_i$	$a_i$	$b_i$	$c_i$	$R^2$	$\sigma_{a_i}$	$\sigma_{b_i}$
$GPR_n$	-0.0010	-0.0258	0.6225	0.76	3.0	9.6
$\log \rho_{a5}$	0.0021	-0.2843	3.7682	0.86	0.7	11.5
$\log \rho_{a10}$	0.0021	-0.2594	3.3768	0.84	0.7	10.8
$V_{dir}$	19.9	126.5	2980.8	0.65	6.8	5.5

La figure 2.20 présente les surfaces de réponse linéaires pour chacun des quatre observables considérés en fonction de la résistance mécanique (20-100 MPa) et de la teneur en eau massique des bétons (0-8%). Les résistivités diminuent fortement avec l'humidité tandis qu'elles augmentent lentement avec la résistance mécanique. Le logarithme de la résistivité électrique de 5 cm varie de 1.5 à 4.0. Celui de 10 cm varie de 1.3 à 3.6. L'amplitude radar diminue de 0.6 à 0.3 avec à la fois la résistance mécanique et l'humidité puisque l'onde électromagnétique est atténuée beaucoup plus dans un milieu humide. La vitesse ultrasonore directe augmente avec à la fois la résistance mécanique et l'humidité. Les modèles linéaires montrent les bons coefficients de détermination, de 0.65 à 0.86. Le paramètre sensible montre que la vitesse ultrasonore et l'amplitude radar donnent une bonne qualité d'estimation pour la résistance mécanique. Les résistivités sont plus fiables pour évaluer la teneur en eau du béton.


**Fig. 2.20. Surfaces de réponse linéaires des observables en fonction de la résistance à la compression et de la teneur en eau massique**

### (b) Identification des régressions multiples de puissance

Les régressions multiples de puissance sont décrites par l'équation 2.21. Afin d'identifier les coefficients de régression, on utilise la relation linéaire entre logarithme des observables de CND et les deux indicateurs étudiés (Eq. 2.22).

$$CND_i = f_c^{a_i} \times w_m^{b_i} \times c_i \quad (2.21)$$

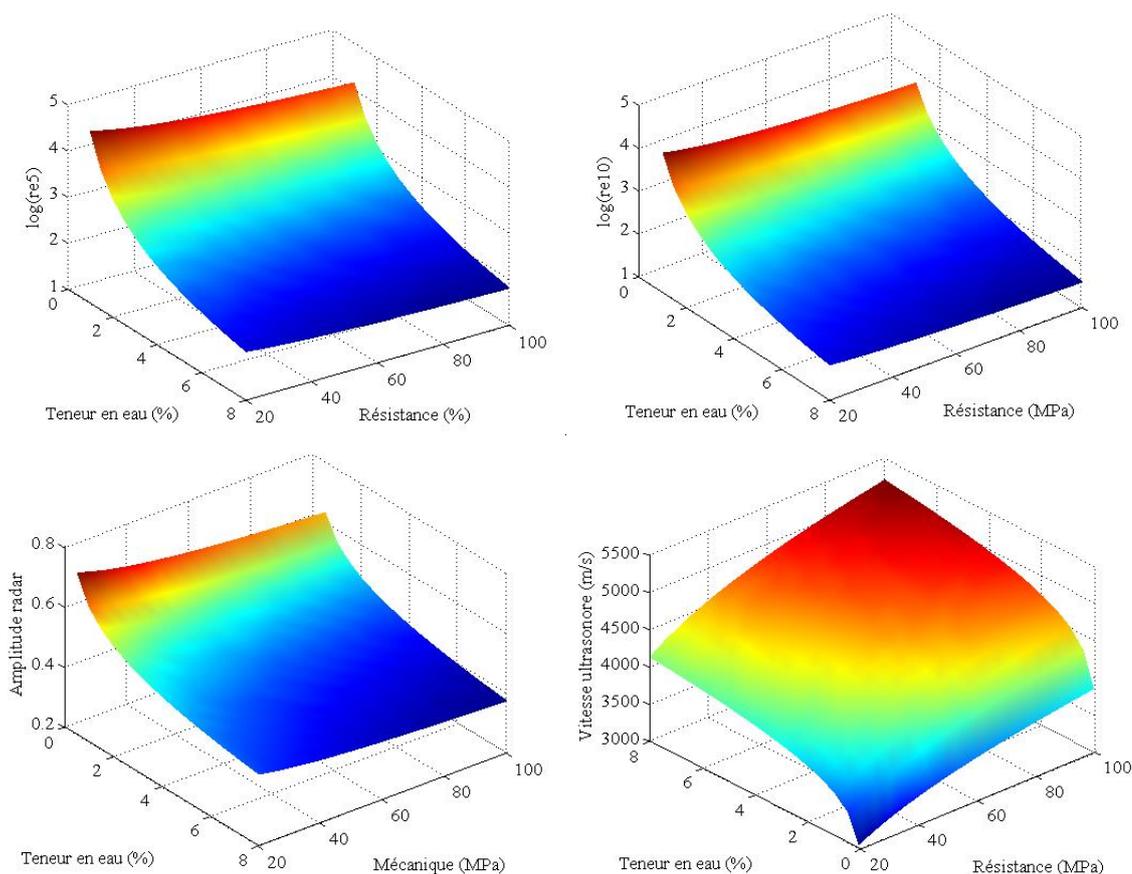
$$\log CND_i = a_i \times \log f_c + b_i \times \log w_m + \log c_i \quad (2.22)$$

Les régressions multiples de puissance sont résumées dans le tableau 2.12. À l'exception de la vitesse ultrasonore directe, les résultats montrent que les lois de puissance identifiées sont plus adaptées pour l'amplitude radar normalisée ainsi que la résistivité électrique. Par conséquent, les valeurs des coefficients de détermination varient de 0.77 à 0.91 ce qui montre un bon ajustement entre les valeurs estimées par modèles et les valeurs mesurées. L'indice de sensibilité est également supérieur à 1.7.

**Tableau 2.12. Identification des régressions multiples de puissance**

$CND_i$	$a_i$	$b_i$	$c_i$	$R^2$	$\sigma_{a_i}$	$\sigma_{b_i}$
$GPR_n$	-0.0997	-0.1890	0.8719	0.77	3.5	9.9
$\log \rho_{a5}$	-0.0811	-0.4023	6.0105	0.91	2.2	16.1
$\log \rho_{a10}$	-0.0831	-0.4105	5.4589	0.88	1.9	14.0
$V_{dir}$	0.1442	0.0703	2312.7	0.36	3.8	2.8

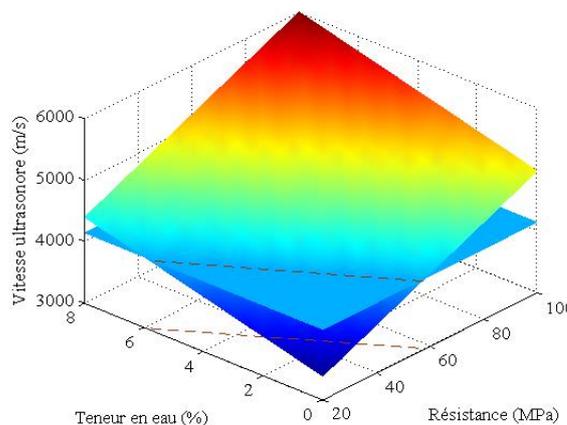
La figure 2.21 présente les surfaces de réponse de puissance pour chacun des quatre observables considérés en fonction de la résistance mécanique et de la teneur en eau massique du béton. Les fonctions de puissance présentent les mêmes remarques présentées à la figure 2.19 pour l'amplitude radar et la vitesse ultrasonore directe. Par contre, elles indiquent que les résistivités diminuent légèrement quand la résistance mécanique augmente. A l'exception du cas d'ultrason, les modèles de puissance présentent mathématiquement des coefficients de détermination relativement plus élevés à ceux des modèles linéaires, de 0.77 à 0.91. Les surfaces de réponse ajustent donc mieux les données mesurées. Les indices de sensibilité sont également plus élevés. En dépit du sens physique de la résistivité électrique, il semble que la fonction de puissance d'une technique sensible à la variation d'humidité (radar ou résistivité électrique) permet d'augmenter la sensibilité à la teneur en eau.



**Fig. 2.21. Surfaces de réponse de puissance des observables en fonction de la résistance à la compression et de la teneur en eau massique**

**(c) Analyse de la complémentarité entre les observables étudiés**

Une technique de CND peut être sensible à plusieurs propriétés du béton. L'évaluation du béton par une technique devient difficile quand il est impossible de contrôler une des propriétés. La figure 2.22 présente un exemple d'ultrason pour l'intersection entre la surface de réponse et une valeur mesurée sur une dalle (50x25x12 cm<sup>3</sup>). La projection de l'intersection sur le plan horizontal donne une évaluation de la résistance et de la teneur en eau. Le résultat montre qu'avec une vitesse ultrasonore directe de 4135 m/s, la résistance peut varier de 20 à 58 MPa, la teneur en eau peut varier de 0 à 6%. Cette réalité justifie le recours à une ou deux techniques de CND complémentaires. La combinaison des techniques peut être alors une solution efficace pour améliorer la qualité d'évaluation. Cette approche a été réalisée pour les deux cas :



**Fig. 2.22. Exemple de la courbe d'intersection entre la surface de réponse et la valeur mesurée (cas de la vitesse ultrasonore)**

- les lois linéaires identifiées (cf. Tableau 2.11) ;
- les lois de puissance identifiées (cf. Tableau 2.12).

### Rappel de la méthodologie d'inversion :

La combinaison des techniques est effectuée par inversion des lois empiriques par la méthode des moindres carrés. Les relations entre les observables de CND et les indicateurs ( $f_c$  et  $w_m$ ) peuvent alors s'écrire par un système matriciel (2.23 ou 2.24) respectivement dans les cas des lois linéaires ou de puissance.

$$\begin{pmatrix} CND_1 \\ \vdots \\ CND_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ a_n & b_n & c_n \end{pmatrix} \begin{pmatrix} f_c \\ w_m \\ 1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} \quad (2.23)$$

$$\begin{pmatrix} \log CND_1 \\ \vdots \\ \log CND_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_1 & b_1 & \log c_1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ a_n & b_n & \log c_n \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \log f_c \\ \log w_m \\ 1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} \quad (2.24)$$

où  $a_1$  à  $c_n$  représente la matrice des coefficients des lois utilisées lors de la combinaison,  $\varepsilon_1$  à  $\varepsilon_n$  représente l'erreur d'estimation de chaque loi.

L'inversion du système permettra d'évaluer la résistance à la compression et/ou la teneur en eau massique du béton. Cette démarche est intéressante mais elle nécessite d'avoir la même forme de régression multiple, soit la forme linéaire, soit la forme de puissance.

Par contre, dans notre cas, les deux formes de régression multiple ont été utilisées. C'est pourquoi, on utilise par la suite la méthode graphique basée sur le croisement des courbes d'intersection des observables. L'intersection entre la surface de réponse et la valeur mesurée a été tracée pour chacun des observables. Si les trois techniques considérées sont combinées, une zone (un triangle) se dessine sur le plan horizontal par les courbes d'intersection (Fig. 2.23). Les lois des résistivités estiment les mêmes résultats, donc leurs courbes d'intersection sont superposées. Dans le premier cas (a), les indicateurs sont estimés par les lois linéaires, de l'ordre de 28 à 40 MPa pour la résistance mécanique et de 4.2 à 4.6% pour la teneur en eau massique. Ces résultats ne sont pas très proches des valeurs mesurées (40.5 MPa de résistance, 3.6% de teneur en eau). Dans le deuxième cas (b), les lois de puissance permettent d'évaluer la résistance mécanique entre 27 à 41 MPa et la teneur en eau massique entre 3.6-4.4%. La combinaison des techniques de CND permet d'augmenter le niveau de confiance sur l'évaluation des propriétés du béton. Dans le cas de cette dalle, le croisement entre deux courbes tracées par la résistivité électrique et le radar donne une estimation très précise pour les deux indicateurs étudiés. Au contraire, la vitesse ultrasonore directe présente une sous-estimation de la résistance mécanique.

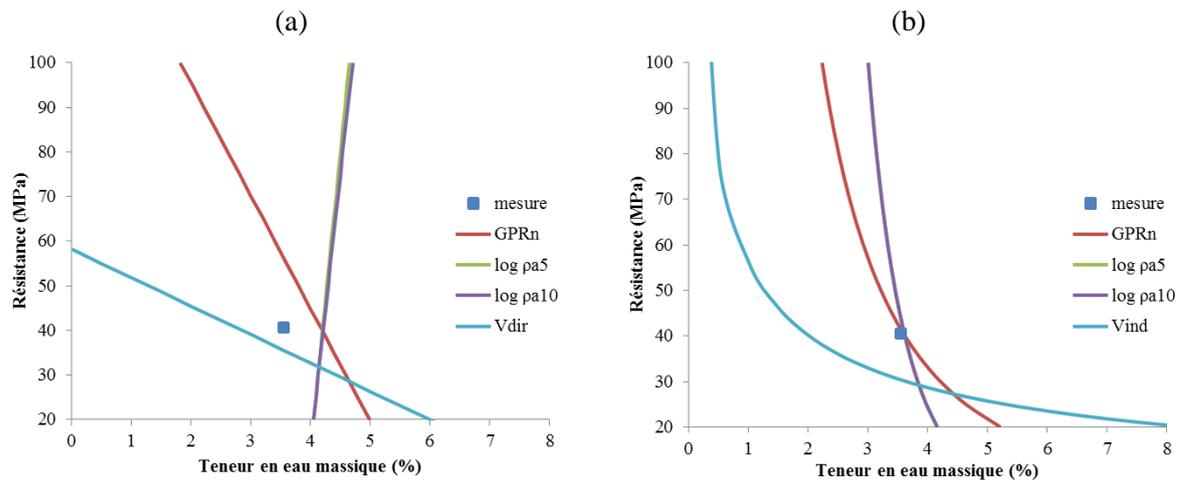


Fig. 2.23. Évaluation des propriétés du béton par la combinaison des techniques en utilisant (a) les lois linéaires, (b) les lois de puissances

#### (d) Choix des lois de régression multiple

L'effet de la forme de régression multiple a été précédemment étudié pour tous les observables. Il est nécessaire de choisir les lois les plus adaptées aux mesures effectuées sur le site test. Cela est basé sur les deux critères décrits par les équations 2.19 et 2.20 ainsi que sur l'analyse de la complémentarité entre les techniques utilisées. On a donc choisi les lois suivantes :

$$GPR_n = f_c^{-0.0997} \times w_m^{-0.1890} \times 0.8719 \quad (2.25)$$

$$\log \rho_{a5} = f_c^{-0.0811} \times w_m^{-0.4023} \times 6.0105 \quad (2.26)$$

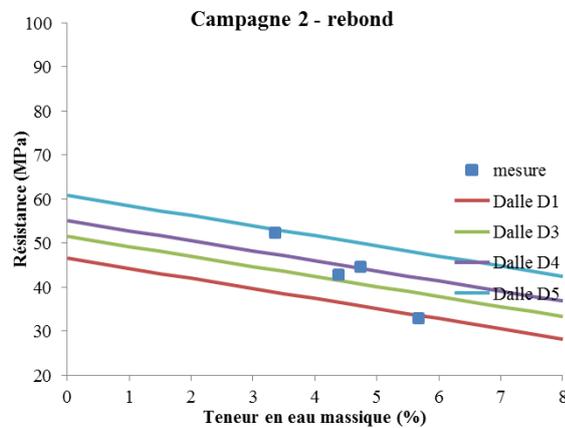
$$V_{dir} = 19.9 \times f_c + 126.5 \times w_m + 2980.8 \quad (2.27)$$

Les modèles de puissances sont utilisés pour les techniques sensibles à la variation de l'humidité comme le radar et la résistivité électrique. Les logarithmes de résistivités électriques de 5 cm et 10 cm donnent des résultats très identiques. On utilise par la suite seulement la résistivité électrique de 5 cm. Le modèle linéaire est retenu pour la vitesse ultrasonore qui est couramment utilisée pour estimer la résistance mécanique du béton. Ces modèles sont appelés les lois SENSO qui seront appliquées sur le site test pour évaluer la résistance mécanique et la teneur en eau massique des dalles.

Sur le site test, le rebond a été considéré comme un observable de CND qui est liée à la dureté de surface du béton. On peut donc estimer la résistance mécanique par le modèle empirique. Toutefois, cet observable n'a pas été étudié dans le projet SENSO. C'est pourquoi, dans cette partie, on a identifié un modèle de régression empirique pour intégrer le rebond dans le processus de combinaison. Ce modèle est décrit par l'équation 2.28 en se basant sur les mesures effectuées sur le site test lors de la deuxième campagne. La forme linéaire a été choisie pour le rebond. Le coefficient de détermination ( $R^2 = 0.96$ ) et les indices de sensibilité sont de égaux à 2.2 pour la résistance mécanique et 0.6 pour la teneur en eau massique. La

figure 2.24 présente les courbes d'intersection entre la surface de réponse construite par le modèle et les valeurs du rebond mesurées sur chacune des dalles du site test.

$$R = 0.86 \times f_c + 1.97 \times w_m - 8.52 \quad (2.28)$$



**Fig. 2.24. Cohérence entre la mesure et la régression multiple identifiée du rebond**

Les modèles décrits par les équations 2.25 – 2.28 offrent plusieurs possibilités de combinaison : (1) entre les deux observables qui sont sensibles à la résistance mécanique (méthode SonReb) ou l'une est sensible à l'humidité (radar ou résistivité électrique) et l'autre est sensible à la résistance mécanique (ultrason ou rebond), (2) entre trois observables de CND, (3) entre les quatre observables étudiés. Cette dernière configuration a été utilisée mais une analyse comparative reste à faire pour évaluer l'effet du nombre d'observables et leur qualité sur l'estimation des indicateurs.

### (e) Évaluation des dalles du site test en utilisant les lois SENSO

Lors de la deuxième campagne de mesures sur le site test, chacune des lois SENSO a été utilisée sans aucune calibration pour évaluer les deux propriétés des bétons. La figure 2.25 présente les exemples d'application pour la résistivité électrique de 5 cm et la vitesse ultrasonore. On note qu'on a considéré la vitesse ultrasonore directe pour la loi SENSO, tandis que la vitesse indirecte a été mesurée sur le site test (la gamme de valeurs est plus faible). La configuration indirecte a été utilisée sur les dalles pour une facilité de mise en œuvre. Par conséquent, la surface de réponse de l'ultrason donne une sous-estimation de la résistance mécanique. Les écarts entre la mesure et l'estimation varient de 4.7 à 22.9 MPa pour les quatre dalles étudiées. Les EQM sont de l'ordre de 15.3 MPa pour la résistance mécanique et de 2.4% pour la teneur en eau. Cependant, les pentes des données mesurées et de la surface de réponse sont quasiment dans le même sens. La loi de la résistivité électrique donne une estimation acceptable de la teneur en eau massique. Les écarts entre la mesure et l'estimation varient de 0.5 à 1.9%, et l'EQM est égale à 1.1%.

De plus, la combinaison faite par le croisement des courbes d'intersection montrent une mauvaise estimation des indicateurs. Il est donc nécessaire d'effectuer une calibration des lois

SENSO pour améliorer la qualité d'estimation. La calibration a été réalisée par la minimisation de l'EQM entre la mesure et l'estimation, soit sur la base de l'estimation de la résistance mécanique (Eq. 2.16), soit sur la base de l'estimation de la teneur en eau massique (Eq. 2.29). Les données mesurées sur éprouvettes (de mêmes bétons et conservées à côté des dalles) ont été utilisées dans cette étape. Il a été décidé de calibrer seulement la constante  $c_i$  de chacun des modèles pour une meilleur souplesse et pour éviter une sur-calibration qui peut conduire à identifier des paramètres en contradiction avec la physique de la mesure. Pour vérifier l'efficacité de cette calibration, l'application des modèles calibrés est faite sur le site test lors de la campagne 5.

$$EQM(w_m) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (w_{m_i} - w_{m_i}^*)^2}{n}} \quad (2.29)$$

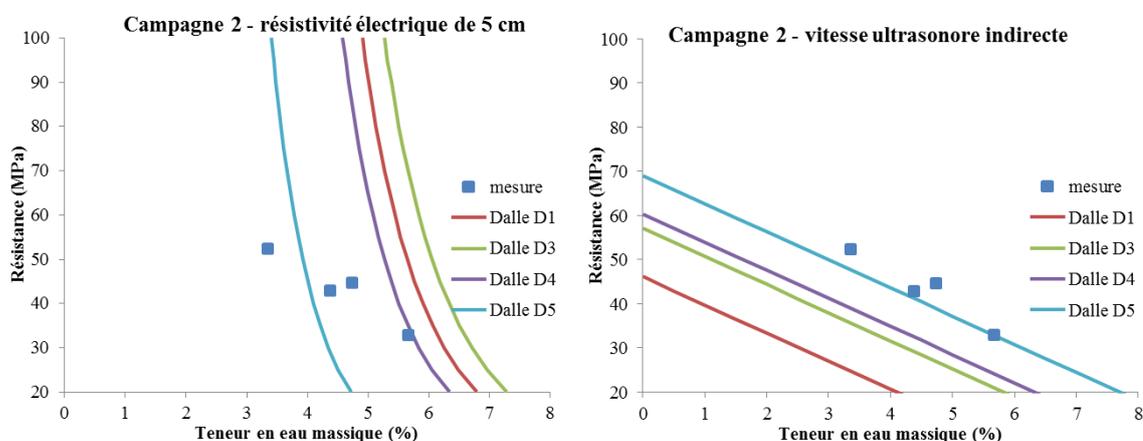


Fig. 2.25. Application des lois SENSO sur le site test

Les résultats sont résumés dans le tableau 2.13, il est spécifié par le coefficient de calibration ( $k_i$ ), les valeurs nouvelles du coefficient libre ( $c_i^*$ ) et les valeurs de l'EQM. La figure 2.26 présente les courbes d'intersection entre la surface de réponse des lois calibrées et la valeur mesurée sur éprouvette. Elles indiquent que les lois calibrées s'adaptent mieux aux mesures effectuées sur le site test. Pour la loi de la vitesse ultrasonore, la vitesse directe a été remplacée par la vitesse indirecte. Une combinaison plus riche des techniques a été réalisée par inversion de ces lois calibrées et de la loi du rebond (Eq. 2.26) pour montrer l'intérêt de cette approche.

Tableau 2.13. Calibration des lois SENSO sur le site test

$CNDi$	$c_i$	$k_i$	$c_i^* = k_i \times c_i$	$EQM(f_c)$	$EQM(w_m)$
$GPR_n$	0.8719	1.5253	1.3299	0.0	0.4
$\log \rho_{a5}$	6.0105	0.9295	5.5868	4.7E-14	0.5
$V_{ind}$	2980.8	0.9074	2704.7	6.4	9.2E-16

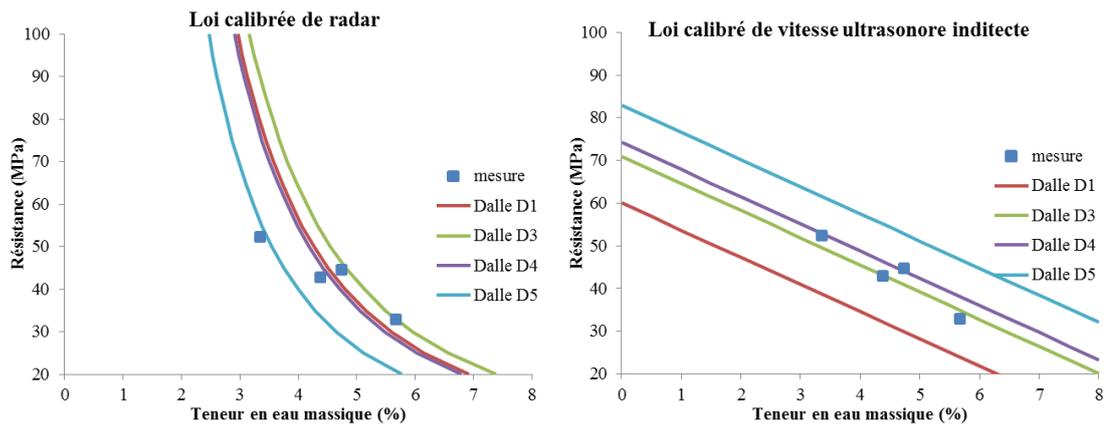


Fig. 2.26. Calibration des lois SENSO avec la campagne 2 faite sur le site test

La même démarche de combinaison décrite dans le paragraphe (c) a été appliquée pour chacune des dalles du site test. Les résultats sont présentés dans la figure 2.27. La précision d'estimation est globalement améliorée, avec un écart entre la mesure et l'estimation inférieur à 4 MPa pour la résistance mécanique et inférieur à 1% pour la teneur en eau. Dans certains cas, on observe qu'une combinaison entre une technique sensible à la propriété mécanique (ultrason ou rebond) et une autre technique sensible à l'humidité (résistivité électrique) permet de mieux évaluer les deux indicateurs en même temps, par exemple, le cas des dalles D1 et D5 ayant respectivement les résistances mesurées la plus faible et la plus forte du site test.

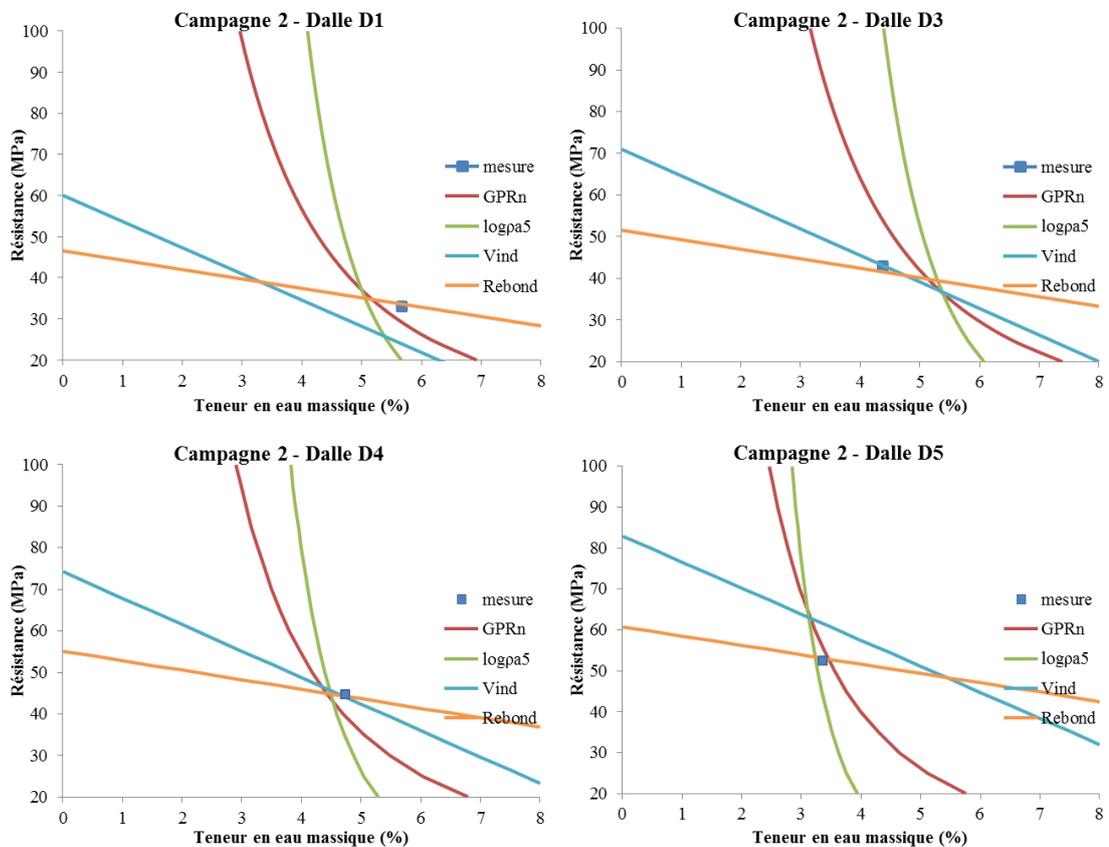
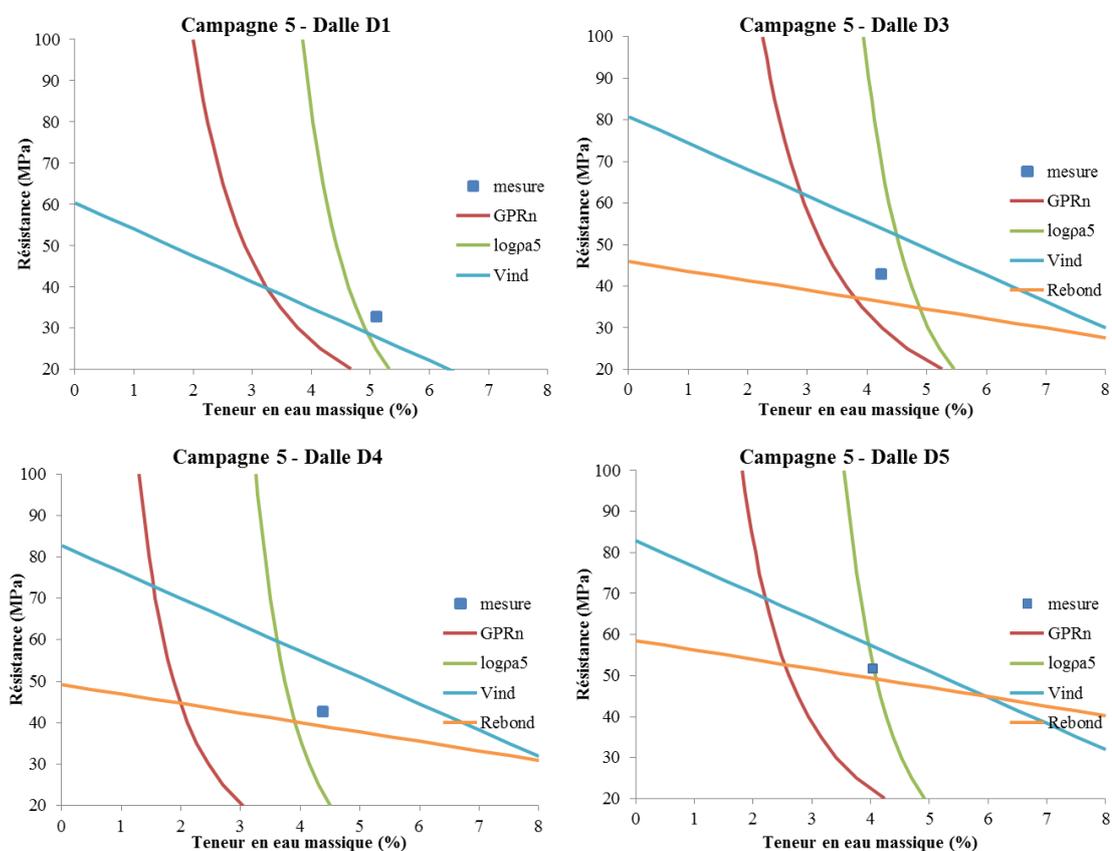


Fig. 2.27. Évaluation des propriétés des bétons du site test par la combinaison des techniques lors de la campagne 2

**(f) Application des lois identifiées pour la campagne 5 sur le site test**

Les lois calibrées dans la partie précédente ont été utilisées pour évaluer les propriétés des bétons du site test lors de la campagne 5 (un an après la campagne 2). Les résultats de la combinaison sont présentés dans la figure 2.28 pour chacune des dalles. Les courbes d'intersection entre les surfaces de réponse et les valeurs mesurées permettent de construire une zone de probabilité pour l'évaluation de la résistance mécanique et la teneur en eau. L'estimation proposée par cette zone est donc comparée avec les valeurs mesurées. Les graphiques indiquent que dans ce cas, l'estimation faite par l'amplitude radar est moins fiable par rapport à celles provenant des autres observables. Cela peut s'expliquer par la faible variabilité de l'humidité ce qui limite la capacité prédictive du modèle d'autant plus que le degré de sensibilité du radar à l'humidité est faible par rapport à celui de la résistivité. D'autre part, la calibration a été effectuée seulement sur le coefficient libre ce qui limite également la capacité prédictive de cette technique.

En général, les résultats montrent qu'il est possible d'appliquer les lois calibrées sur une campagne de mesures pour évaluer les propriétés des bétons lors d'une nouvelle campagne de mesures sur la même structure, avec une précision acceptable (l'erreur est inférieure à 5 MPa pour la résistance mécanique et à 1% pour la teneur en eau massique). De plus, la combinaison des trois techniques : résistivité électrique, ultrason et rebond est une option intéressante pour une bonne évaluation des indicateurs résistance et teneur en eau.



**Fig. 2.28. Évaluation des propriétés des bétons du site test par la combinaison des techniques lors de la campagne 5**

**(g) Propagation de l'incertitude des mesures de CND**

Dans les paragraphes précédents, les propriétés des bétons du site test ont été évaluées par l'inversion de chaque loi SENSO, ainsi que par la combinaison de quatre techniques considérées. Dans ce paragraphe, nous avons utilisé la simulation Monte-Carlo pour propager l'incertitude des mesures de CND dans les modèles empiriques. Cela permet de montrer la robustesse des modèles utilisés et d'évaluer en plus le niveau de confiance sur le diagnostic. Pour les valeurs mesurées des observables (cf. Tableau 2.8) et les écarts-types associés issus de la variabilité locale des mesures, on calcule les probabilités de la résistance mécanique en fonction de la teneur en eau massique. La résistance mécanique est simulée de 0 à 100 MPa tandis que la teneur en eau massique est simulée de 1 à 8%. Les probabilités de la résistance mécanique sont calculées en fonction de la teneur en eau et de l'incertitude due à l'erreur de mesure. On note que la même incertitude de chaque observable a été propagée pour tous les niveaux de teneur en eau considérés. Toutefois, on observe en réalité que les mesures d'ultrason et de résistivité électrique sont plus stables quand la surface auscultée est plus humide ou la saturation du béton est plus élevée. Cela sera évoqué dans le chapitre suivant où les mesures de CND sont effectuées sur le béton carbonaté à l'état de saturation partielle.

On présente un exemple des résultats dans la figure 2.29 pour la dalle D5 lors de la campagne 5. Pour l'amplitude radar et la résistivité électrique, seuls les cas permettant d'évaluer les résistances entre 20 et 100 MPa sont illustrés dans les graphiques. Ces deux observables sont moins sensibles à la résistance mécanique. Au contraire, la teneur en eau massique est estimée de l'ordre de 2.5 à 3.5% par le radar et de 4 à 5% par la résistivité électrique. Pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond, la même incertitude de résistance mécanique est déterminée pour différents teneurs en eau en raison de l'utilisation de la même incertitude de mesure et de la forme linéaire pour leurs modèles. Les résistances mécaniques estimées sont entre 32.0 et 76.5 MPa avec la vitesse ultrasonore et entre 40.3 et 56.3 MPa avec le rebond. Dans ce cas, ces deux derniers ne permettent pas d'évaluer la teneur en eau. Ces résultats présentent des grands intervalles d'estimation en comparaison avec les valeurs mesurées (résistance mécanique de 51.6 MPa et teneur en eau massique de 4.0%). Cela montre donc l'intérêt d'utiliser une méthode d'aide à la décision en utilisant la probabilité bayésienne par exemple.

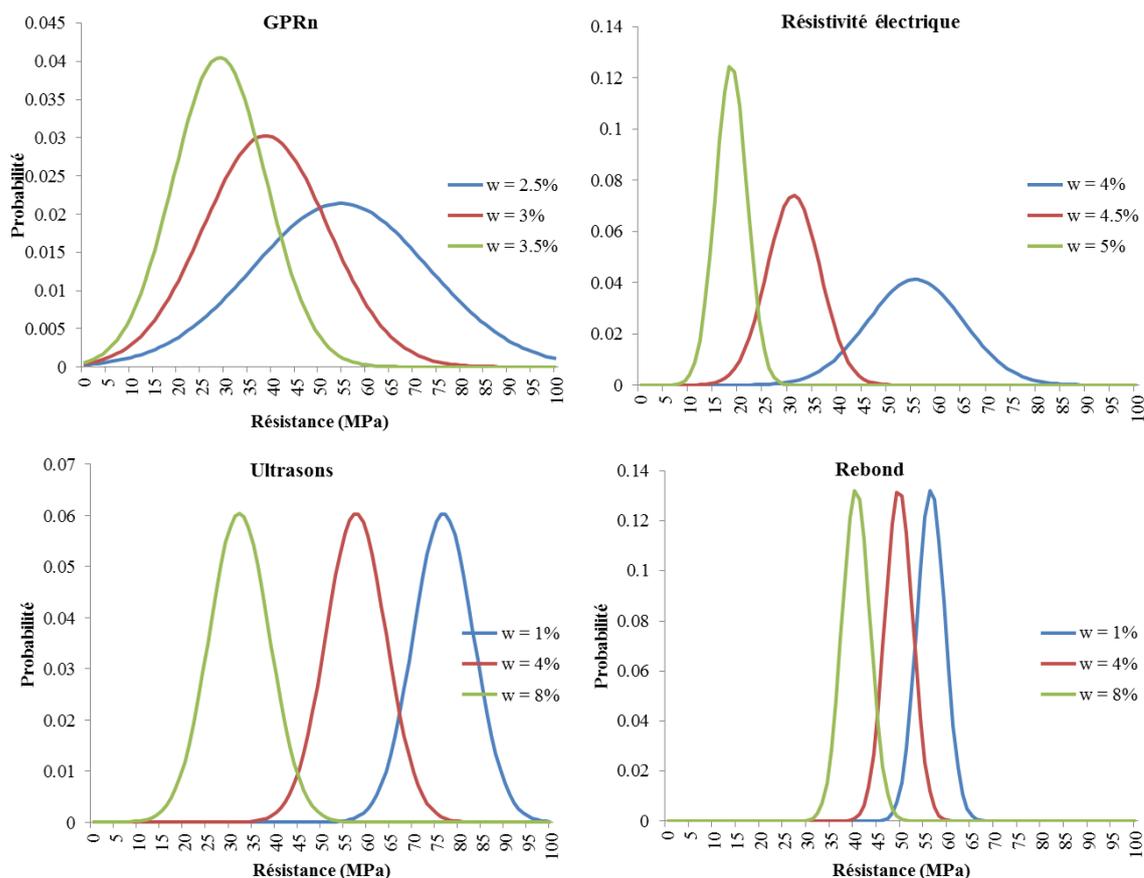


Fig. 2.29. Distribution des probabilités de la résistance mécanique en fonction de la teneur en eau massique (cas de la dalle D5 lors de la campagne 5)

### 2.4.3. Évaluation probabiliste par combinaison des techniques de CND

Dans le domaine du CND, les méthodes de la fusion des données ont été développées depuis 1990 pour réduire l'incertitude sur l'information. Certaines études ont montré l'application de ces techniques, par exemple, la théorie des possibilités couplée à la logique floue peut permettre de remonter à l'évaluation du diagnostic (Ploix 2011). Dans le cadre de cette thèse, une approche probabiliste est proposée en se basant sur la combinaison des techniques de CND par les probabilités conditionnelles de Bayes.

Rappelons que la probabilité sur l'évaluation d'une propriété  $Y$  en connaissant la probabilité sur une mesure  $X$  peut s'écrire selon la théorie de Bayes comme suit :

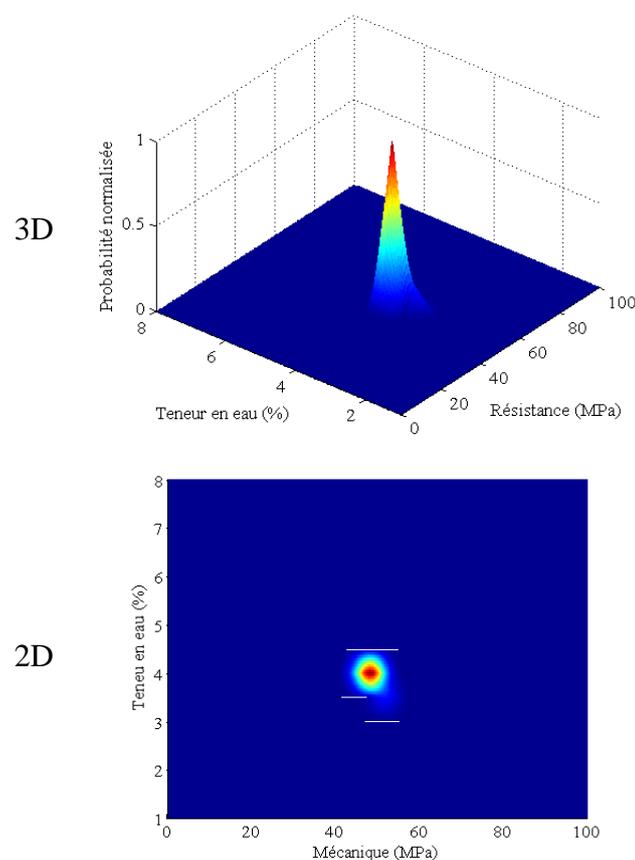
$$P(Y / X) = \frac{P(X / Y)P(Y)}{P(X)} \quad (2.30)$$

où,  $P$  est la probabilité,  $X$  est la mesure physique,  $Y$  est la propriété du matériau. Connaissant les distributions des probabilités sur les mesures, la fusion de différentes techniques de CND ( $X_1, X_2, \dots, X_j$ ) peut alors s'écrire selon la relation suivante :

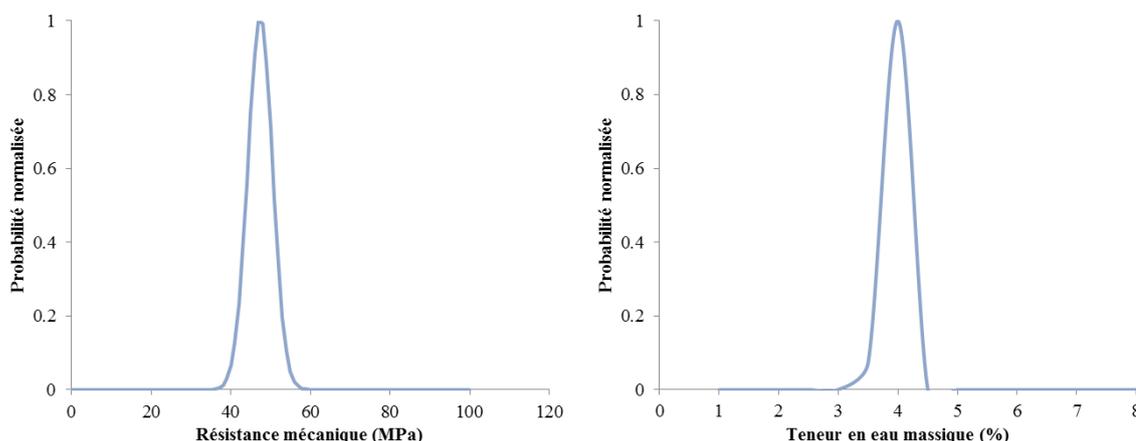
$$P(Y / X_1, X_2 \dots X_j) = \frac{P(X_1 / Y) \cdot P(X_2 / Y) \dots P(X_j / Y) \cdot P(Y)}{\sum_{i=1}^n P(X_1 / Y_i) \cdot P(X_2 / Y_i) \dots P(X_j / Y_i) \cdot P(Y_i)} \quad (2.31)$$

Dans cette étude, on suppose que la probabilité de la résistance  $P(Y)$  est égale à 1. La fusion a été réalisée pour différentes combinaisons de deux, trois et quatre observables : l'amplitude radar ( $GPR_n$ ), la résistivité électrique de 5 cm ( $\log \rho_{a5}$ ), la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$ ) et le rebond ( $R$ ). Cependant, on présentera seulement le cas de la combinaison des quatre observables mais une optimisation de la configuration est nécessaire pour trouver un compromis entre qualité et coût.

En utilisant la relation bayésienne, on peut observer la distribution des probabilités sur l'évaluation de  $f_c$  ainsi que sur l'évaluation de la teneur en eau massique. Par exemple, la figure 2.28 présente le résultat de la combinaison avec propagation de l'incertitude pour la dalle D5 (la résistance la plus forte du site test) lors de la campagne N° 5. Il s'agit de la probabilité normalisée en fonction de la résistance mécanique et de la teneur en eau massique. Les plus fortes probabilités sont concentrées sur une résistance de 47 MPa et une teneur en eau massique de 4%. Si on compare ces valeurs estimées avec celles mesurées sur l'éprouvette (cf. Tableau 2.8), l'écart absolu sur la résistance mécanique est égal à 4.6 MPa. Concernant l'estimation de la teneur en eau, elle est de meilleure qualité puisqu'elle est de l'ordre de 4%.



**Fig. 2.30. Distribution des probabilités de la résistance mécanique en fonction de la teneur en eau massique**



**Fig. 2.31. Distribution des probabilités (a) de la résistance mécanique et (b) de la teneur en eau massique selon la fusion bayésienne**

Cette méthodologie permet d'estimer en fonction du niveau la confiance souhaité et de l'incertitude sur l'évaluation de l'indicateur étudié. Dans ce cas, pour 50% de confiance, les valeurs estimées varient entre 44 et 51 MPa pour la résistance mécanique et de 3.7 à 4.2% pour la teneur en eau massique. Si on augmente le niveau de confiance, l'intervalle des valeurs estimées est plus large. Par exemple, pour 90% de confiance, les valeurs estimées varient de 41 à 54 MPa pour la résistance mécanique et de 3.3 à 4.4% pour la teneur en eau massique. Rappelons que cette méthodologie pourrait être utilisée de la même façon pour un autre indicateur comme le module d'élasticité ou la porosité. Il est toutefois nécessaire d'avoir des modèles reliant les observables CND aux indicateurs recherchés.

## 2.5. CONCLUSIONS

Les résultats sont obtenus à partir des campagnes expérimentales effectuées sur un site test qui est constitué de cinq dalles fabriquées de bétons de différentes classes de résistance mécanique. L'objectif est d'analyser la fiabilité de certaines techniques de CND pour l'évaluation de la variabilité spatiale des bétons en conditions réelles. C'est pourquoi les mesures de CND ont été analysées à différentes échelles de la variabilité: point (répétabilité), locale (petite surface) et globale (à l'échelle d'un élément d'une structure). Deux voies d'exploitation ont été explorées : (i) l'évaluation de la variation des propriétés mécaniques (ex. résistance) ou physiques (ex. teneur en eau, porosité) des bétons ; (ii) l'optimisation du nombre de mesure pour un niveau de confiance donné pour chaque technique. Les techniques de CND considérées sont choisies parmi les plus complémentaires : vitesse ultrasonore, résistivité électrique, radar et rebond (scéléromètre).

Les données issues du CND ont été analysées par des outils statistiques et géostatistiques (statistiques descriptive et spatiale). Dans un premier temps, les données mesurées sont considérées comme des variables aléatoires indépendantes. Les résultats permettent de donner les conclusions suivantes :

- il est important de quantifier les variabilités des mesures sous forme de coefficient de variation ( $cv$  en %) à deux petites échelles (répétabilité, locale) dans une zone supposée homogène. Les valeurs obtenues donnent une information pertinente sur la fiabilité de la mesure, en particulier pour les mesures sur ouvrage dans des conditions non contrôlées.
- la variabilité des mesures de CND sur des éprouvettes de laboratoire est plus petite que celle mesurée sur les mêmes bétons d'un site test dans des conditions atmosphériques réelles. Les variabilités identifiées sur le site test peuvent être utilisées comme une référence pour évaluer la variabilité spatiale du béton sur un ouvrage.
- dans cette étude, la variabilité de la répétabilité des mesures est très faible et peut être négligée pour toutes les techniques utilisées. Elle est également indépendante de la classe de résistance. La distribution normale peut être utilisée pour ajuster les variabilités des mesures de CND à l'échelle locale.
- l'analyse de la variabilité est exploitée afin de déterminer le nombre minimal de mesures nécessaire pour un niveau de confiance souhaité. Le nombre des mesures est optimisé pour les différentes échelles de variabilité. Par exemple, pour quantifier la variabilité locale du béton avec une précision de 5%, le nombre minimal de mesures est de 4 pour l'ultrason, 6 pour la résistivité électrique, 4 pour le radar, et 9 pour le rebond. Cette méthodologie sera appliquée pour les mesures sur les petites dalles des bétons carbonatés et sur deux ouvrages réels dans le cadre des projets de recherche nationaux EvaDéOS et ACDC-C2D2.

D'autre part, la corrélation spatiale des données a été également étudiée par l'analyse variographique. Les résultats déterminent des longueurs de corrélation qui dépendent de la propriété mesurée ainsi que du béton de l'ouvrage ausculté. La connaissance de la longueur de corrélation est un résultat nouveau, qui permettra d'alimenter de manière plus réaliste les calculs fiabilistes sur le béton armé. En effet, l'estimation de la variabilité globale sera donc plus fiable puisque son calcul prend en considération cette distance pour garantir des mesures indépendantes. Elle permet donc une meilleure évaluation de la variabilité de la zone auscultée ou l'intérêt de visualiser la dimension de la corrélation spatiale en amont de toute analyse.

La connaissance de la dimension de la corrélation spatiale permet également d'envisager une optimisation du pas d'échantillonnage de l'auscultation avec d'autres techniques CND ou par exemple les prélèvements. Dans ce cas, les points de mesures peuvent être positionnés avec un espacement au de-là de la longueur de corrélation. Par conséquent, cette approche permet d'étudier une surface la plus large possible en réduisant le nombre des mesures tout en maintenant la qualité d'estimation, soit pour évaluer la moyenne des propriétés du béton, soit pour l'évaluation de leur variabilité spatiale.

A l'issue de notre campagne expérimentale sur des bétons neufs mais exposés et testés dans des conditions environnementales réelles, des longueurs de corrélation ont été identifiées de l'ordre de 60 cm pour la résistivité électrique et l'amplitude radar. Pour les ultrasons et le rebond, les mesures semblent indépendantes ce qui montre qu'il n'existe pas une structuration spatiale de la résistance. Concernant l'optimisation du nombre de mesures, dans le cas de la dalle D1, 12 mesures de résistivité électrique sont suffisantes avec un écartement minimal de 60 cm, soit 3 mesures par m<sup>2</sup>. La méthodologie a été développée ici sur des bétons neufs en conditions réelles et sur des zones de taille limitée (2.45x2 m<sup>3</sup>). Par contre, elle reste à tester sur des zones plus larges pour valider son intérêt.

La mise en œuvre des techniques géostatistiques (ex. méthode krigeage) permet de représenter la variabilité spatiale des bétons en prenant en compte la structuration spatiale, sous forme de cartographiques. Il est ainsi possible de déterminer les limites des zones homogènes et de positionner de manière pertinente les mesures destructives, en nombre limité.

Conclusions sur les méthodes de combinaisons des techniques CND :

- la méthode SonReb a été utilisée pour identifier une campagne dite référence de mesures qui permet d'identifier un modèle empirique entre la résistance à la compression du béton et les mesures combinées ( $V$ ,  $R$ ). Le résultat montre que la campagne effectuée à 28 jours du béton peut être considérée comme une campagne de référence.
- l'analyse variographique d'une propriété du béton (ex. résistance) peut être réalisée à l'aide du modèle empirique identifié. Sur chaque dalle du site test, la variabilité spatiale (échelle globale) de la résistance est très faible. Par exemple, la dalle D1 présentait trois parties différentes de résistance mais avec un faible écart de moins de 4 MPa entre eux.
- Une étude approfondie a été réalisée en se basant sur les modèles de régression multiple. L'effet de la forme (linéaire, puissance) des lois empiriques est considéré les observables étudiés. Il semble que la loi de puissance s'adapte mieux pour la résistivité électrique et l'amplitude radar qui sont sensibles à l'humidité. Par contre, la loi linéaire peut être utilisée pour la vitesse ultrasonore et le rebond qui sont sensibles à la résistance mécanique du béton. Les résultats montrent qu'il est possible d'appliquer les lois calibrées sur une campagne de mesures pour évaluer les propriétés des bétons lors d'une nouvelle campagne sur la même structure, avec une précision acceptable (l'erreur est inférieure à 5 MPa pour la résistance mécanique et à 1% pour la teneur eau). De plus, un couplage de trois techniques de résistivité électrique, ultrason et rebond est une option intéressante pour la combinaison des techniques.
- Sur la même structure, les différentes techniques de CND peuvent donner des évaluations très différentes des indicateurs. Le recours à la combinaison des données

permet de réduire l'incertitude sur les valeurs estimées. La combinaison en utilisant la probabilité bayésienne a donné une meilleure évaluation pour la teneur en eau et une faible incertitude sur la résistance mécanique (inférieure à 5 MPa). Elle a également permis de propager l'incertitude des mesures CND et d'évaluer l'impact sur l'évaluation des indicateurs.



## **CHAPITRE 3. INFLUENCE DE LA CARBONATATION ET DES GRADIENTS DE TENEUR EN EAU SUR LES MESURES DE CND**

### **3.1. INTRODUCTION**

Dans le cadre du projet de recherche national ANR EvaDéOS (*Évaluation non destructive pour la prédiction de Dégradation des structure et l'optimisation de leur suivi*), l'évaluation de la variabilité spatiale des bétons est un des objectifs essentiels. Un facteur important de variabilité est l'existence à proximité de la surface d'une épaisseur de béton carbonaté ou à teneur en eau variable. Nous avons donc choisi d'étudier ces questions sur des bétons de laboratoire en conditions contrôlées, avec différentes profondeurs de carbonatation ou des gradients de teneur en eau. Les campagnes de mesures ont été programmées pour mettre en œuvre une grande diversité de techniques de CND sur les corps d'épreuve. Les corps d'épreuve ont été fabriqués en utilisant deux bétons de résistances mécaniques et de porosités différentes. Ce chapitre présente les premiers résultats concernant la résistivité électrique, la vitesse ultrasonore indirecte (US Pundit) et le rebond.

Le premier objectif est d'analyser l'effet de la carbonatation sur les mesures de CND et sur leurs variabilités spatiales à différentes échelles : point (répétabilité), locale (ex. une dalle) et entre les dalles pour une gâchée de même béton. Les dalles de dimensions  $50 \times 25 \times 12 \text{ cm}^3$  ont été fabriquées et conservées dans les conditions contrôlées de laboratoire. Des maquettes (mur) de dimensions  $100 \times 75 \times 20 \text{ cm}^3$  ont été également coulées avec les mêmes bétons. Les caractéristiques des bétons ont été choisies pour que l'on puisse atteindre différentes profondeurs de carbonatation dans des délais courts.

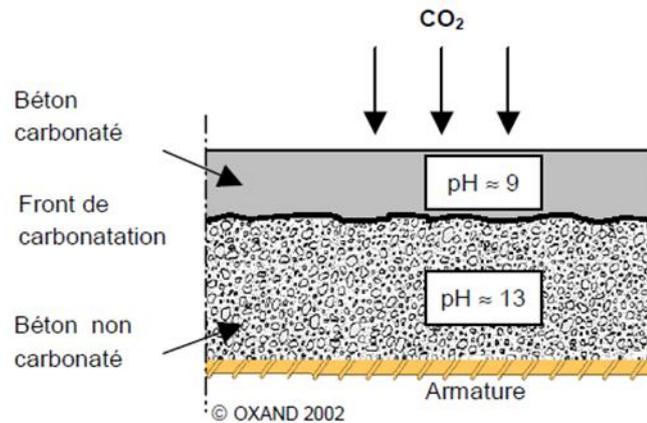
Le deuxième objectif est de caractériser des gradients de teneur en eau dans le béton. Des dalles de dimensions  $40 \times 25 \times 15 \text{ cm}^3$  ont été fabriquées avec les deux bétons étudiés. Elles ont été placées dans l'eau, les gradients de teneur en eau étant obtenus par imbibition sur la face au contact de l'eau. Les capteurs sont installés à différents niveaux dans chacune des dalles pour la mesure de l'humidité relative et de la température dans le béton. Nous n'exploiterons ici que les mesures de résistivité électrique.

### **3.2. INFLUENCE DE LA CARBONATATION**

#### **3.2.1. Rappel des mécanismes**

Le dioxyde de carbone  $\text{CO}_2$  contenu dans l'air pénètre dans le béton par la porosité ou par les fissures. Il réagit avec l'hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pour former des carbonates de

calcium  $\text{CaCO}_3$ . C'est la carbonatation du béton qui provoque la diminution de la valeur du pH de la solution des pores d'environ 13 à 9. Quand toute l'épaisseur d'enrobage est carbonatée, cette baisse de pH entraîne la dépassivation des armatures, la destruction de l'enrobage du béton armé par gonflement des armatures corrodées, et l'initiation d'une corrosion généralisée des armatures (Ollivier 1996).



**Fig. 3.1. Progression de la carbonatation (OXAND 2002)**

La carbonatation du béton est un phénomène lent. Elle peut se diviser en trois étapes : (i) la diffusion du  $\text{CO}_2$  dans le béton, (ii) la dissolution du  $\text{CO}_2$  dans l'eau au sein des pores et (iii) la réaction chimique entre  $\text{CO}_2$  et  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Les carbonates de calcium  $\text{CaCO}_3$  produits colmatent partiellement la porosité, ce qui diminue la progression du front de carbonatation (Fig. 3.1). Ce phénomène est une protection du béton contre la corrosion des armatures. La vitesse de carbonatation dépend de nombreux facteurs relatifs au matériau (ex. la compacité, le dosage en ciment, le type de ciment, le degré d'hydratation du ciment, la teneur en eau et la porosité) et au milieu environnant (ex. la concentration du  $\text{CO}_2$  dans l'atmosphère, l'humidité relative et la température de l'air) (Houst 1984). L'humidité relative de l'air joue un rôle important. Dans un béton sec, la diffusion du  $\text{CO}_2$  est plus rapide, mais le béton ne se carbonate pas car la réaction chimique nécessite la présence d'une certaine quantité d'eau. La vitesse de carbonatation est lente dans un béton complètement saturé car les pores sont remplis d'eau et deviennent peu perméables au gaz carbonique. Elle est la plus rapide lorsque l'humidité relative de l'air est de 50-70% (Hermann 1999). La revue de littérature sur la carbonatation du béton a été réalisée dans le cadre de nombreuses études récentes (Thiery 2005, Alahmad 2009, Drouet 2010, Vu 2011, Mai-Nhu 2013).

La corrosion des armatures a lieu à la suite de la carbonatation du béton d'enrobage et/ou de la pénétration des chlorures. Dans un processus de corrosion par carbonatation sur des ouvrages réels, les deux principaux facteurs sont une porosité excessive du matériau en couche superficielle et une épaisseur d'enrobage insuffisante. L'initiation de la corrosion est définie lorsque le front de carbonatation dépasse l'épaisseur d'enrobage, mettant les armatures au contact avec une solution interstitielle du pH de 9 environ. De nombreux modèles (empirique, analytique et numérique) ont été proposés pour la modélisation de la carbonatation (Silva 2004, Thiery 2007, Vu 2011). Certains modèles récents s'inscrivent dans

le cadre de l'approche performantielle ou probabiliste de la prédiction de la durée de vie des ouvrages en béton armé.

Les conséquences de la carbonatation sont fréquemment la cause de dégradations importantes de structures en béton et en béton armé. L'épaisseur carbonatée est un paramètre considéré comme un indicateur de durabilité. Identifier l'avancement de la réaction de carbonatation est donc un enjeu intéressant pour les techniques de CND. Mais une autre vision peut être adoptée : la carbonatation densifie la structure poreuse et modifie les propriétés du béton. Par conséquent, les résistances mécaniques et le module d'élasticité augmentent, et la perméabilité aux gaz ainsi qu'aux liquides diminue (Hermann 1999, OXAND 2002). De fait, les techniques de CND ne fourniront pas les mêmes résultats sur un béton donné selon qu'il est plus ou moins carbonaté en surface. Si l'on souhaite estimer les propriétés effectives du béton à cœur, il faut donc pouvoir être capable de corriger les mesures pour en éliminer l'effet parasite de la carbonatation de surface. Dans les deux cas, quantifier l'influence de la carbonatation sur les mesures de CND est donc intéressant.

### 3.2.2. Présentation du programme expérimental

En laboratoire, deux campagnes de mesures ont été programmées sur corps d'épreuve à deux différents états : totalement saturé et saturation partielle ( $\approx 50\%$  de la saturation). Lors la première campagne, les mesures ont été réalisées sur vingt dalles de  $50 \times 25 \times 12 \text{ cm}^3$  en condition saturée (Fig. 3.2). Les dalles ont été fabriquées avec le même béton (noté C1). La formulation de ce béton pour  $1 \text{ m}^3$  est la suivante :

Ciment CEM I 52,5N (240 kg) ;

Eau totale (217 kg) ;

Sables 0/4 mm (938 kg) ;

Graviers 4-14 mm (1016 kg).



Fig. 3.2. Dalles du béton C1 en condition saturée

Le tableau 3.1 présente les caractéristiques visées du béton à 28 jours en condition saturée, en se basant sur les données existantes du projet SENSO. Il a été décidé de constituer quatre groupes de dalles présentant différentes profondeurs de carbonatation visées : (i) 8 dalles non carbonatées (0 mm), appelées dalles de référence, (ii) 4 dalles carbonatées à une profondeur de 10 mm, (iii) 4 dalles carbonatées de 15 mm, (iv) 4 dalles carbonatées de 20 mm. Les dalles ont été placées dans l'enceinte de carbonatation accélérée avec  $50\%$  de  $\text{CO}_2$  et une humidité relative de  $65\%$ . L'évolution de la profondeur de carbonatation a été contrôlée sur des carottes prélevées dans une dalle de référence ayant subi les mêmes conditions que les dalles (cure, conservation et enceinte) et rompues à différentes échéances (SENSO 2009). Les dalles ne

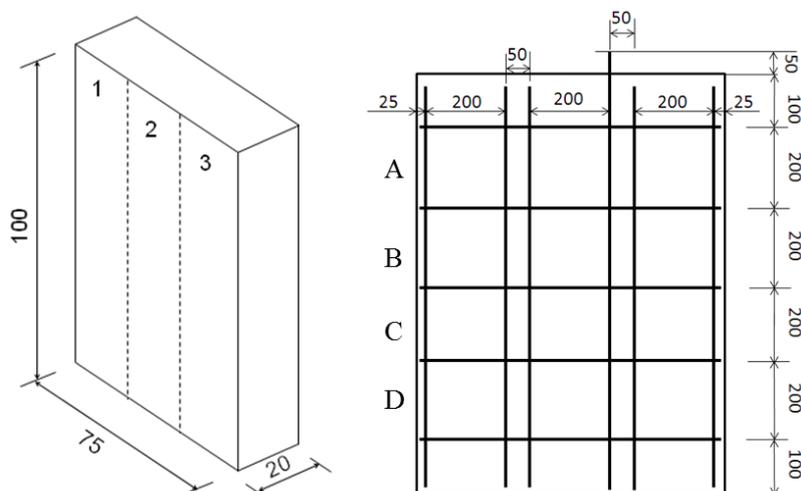
sont carbonatées que par une seule face de 50x25 cm<sup>2</sup>. Une fois la profondeur de carbonatation visée atteinte, toutes les dalles ont été saturées par immersion dans l'eau. L'objectif est de quantifier la variabilité des mesures dans un état contrôlé et dans une situation de mesure identique.

**Tableau 3.1. Caractéristiques des bétons en condition saturée**

Béton	E/C	$f_c$ (MPa)	$E$ (GPa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Porosité (%)
C1	0.9	20.2	21.3	2405	18.1
C2	0.47	43.3	28.4	2469	14.3

En parallèle, un mur de dimensions 100x75x20 cm<sup>3</sup> a été fabriqué avec le béton C1. Il est constitué de trois bandes verticales 1, 2 et 3 (Fig. 3.3) présentant trois différentes profondeurs de carbonatation visées (0, 15 et 20 mm). La procédure de carbonatation accélérée a été réalisée pour les bandes 2 et 3 sur les deux faces (100x75 cm<sup>2</sup>), une étant ferrillée avec les mailles d'armatures de 20x20 cm<sup>2</sup> et l'autre non ferrillée. La nappe de ferrillage est constituée de barres d'acier de diamètre 10 mm. L'épaisseur du béton d'enrobage est de 25 mm d'un côté. Ce mur a été placé dans les conditions ambiantes de laboratoire. Il est possible d'analyser la variabilité spatiale du béton induite par la différence de compacité sur la hauteur du mur.

À la fin de la première campagne, les dalles ont été placées en ambiance contrôlée à 20° C et 60% d'humidité relative jusqu'à l'équilibre. Elles ont été ensuite imperméabilisées et placées dans une étuve à 70° C afin que le béton soit à l'état de saturation partielle de 50%. Le degré de saturation est contrôlé par la pesée des dalles. Après la sortie de l'étuve, les dalles ont été enveloppées dans un papier en aluminium empêchant tout échange hydrique. Lors de la deuxième campagne, les mesures ont été seulement effectuées sur 5 dalles parmi 20 dalles disponibles : 2 dalles non carbonatées, et trois autres dalles pour chacune des trois différentes profondeurs de carbonatation. À l'instant des mesures, chacune des dalles a été également pesée pour comparer avec la masse mesurée dès la sortie de l'étuve. Cela a permis de vérifier la stabilité du degré de saturation des dalles.



*Fig. 3.3. (a) Géométrie et (b) plan de ferrailage du mur*

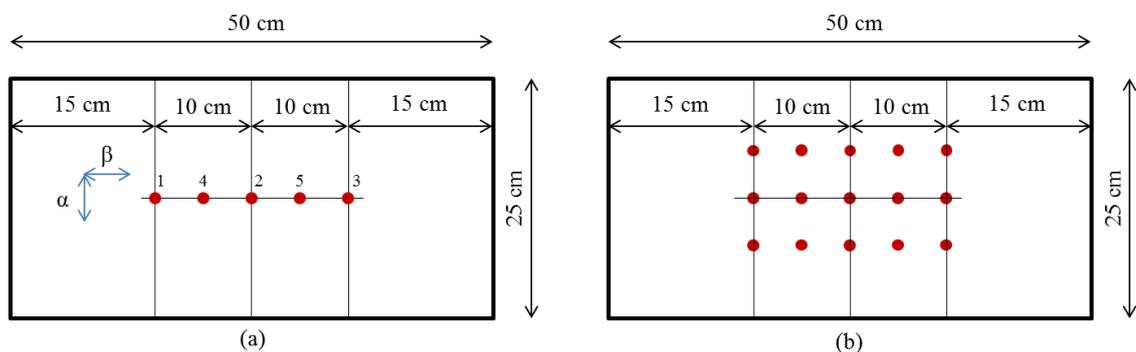
### 3.2.3. Les protocoles de mesures non destructives

Trois techniques de CND ont été utilisées : l'ultrason, la résistivité électrique et le rebond (des mesures radars ont été réalisées par d'autres partenaires du projet mais ne seront pas exploitées ici). Pour chaque technique, le mode opératoire est identique à celui des mesures sur dalles du site test (voir §2.2.2). Les mesures ne sont réalisées que sur la face carbonatée de chaque dalle. Il est possible de considérer la variabilité des mesures de CND à deux échelles : point (répétabilité) et locale (dans une dalle ou une bande du mur). De plus, la variabilité entre dalles dans un groupe va être considérée comme une échelle de la variabilité spatiale ( $V_{SP}$ ).

#### (a) sur les dalles

La répétabilité ( $V_R$ ) est quantifiée par 10 mesures sur le même point central d'une dalle. Lors de la première campagne, elle a été caractérisée sur quatre dalles qui présentent quatre différentes profondeurs de carbonatation (0, 10, 15 et 20 mm), notées respectivement C1-1-1-T, C1-2-T, C1-3-T et C1-4-T. Lors de la deuxième campagne, elle a été caractérisée sur cinq autres dalles, notées C1-1-5-B, C1-1-6-B, C1-2-B, C1-3-B et C1-4-B. On aura ainsi la  $V_R$  pour les quatre profondeurs de carbonatation.

En regardant le résultat du nombre nécessaire des mesures de CND décrit dans le chapitre 2, la variabilité locale ( $V_L$ ) peut être quantifiée par 5 mesures espacées de 5 cm sur chaque dalle pour la vitesse ultrasonore indirecte et la résistivité électrique (Fig. 3.4a). Pour le rebond, 15 mesures ont été effectuées avec un espacement régulier de 5 cm sur trois lignes (haut, centre, bas) sur chaque dalle (Fig. 3.4b). La position des points de mesure permet de négliger les effets de bord. La variabilité locale moyenne ( $\bar{V}_L$ ) est calculée par la moyenne des  $c_v$  identifiés sur toutes les dalles de même profondeur de carbonatation.



*Fig. 3.4. Représentation des positions de mesures sur chaque dalle pour (a) résistivité et vitesse indirecte, (b) rebond*

### (b) sur le mur

Trois bandes verticales du mur, notées 1, 2 et 3, correspondent respectivement aux profondeurs de carbonatation de 0 mm, de 15 mm et de 20 mm. Les mesures ont été effectuées au centre des mailles sur la face ferrailée, soit quatre rangées de points (notées de haut en bas A, B, C, D) espacées de 20 cm pour chaque profondeur de carbonatation, soit 12 positions de mesure au total. La distance entre les armatures et les capteurs de mesure (les transducteurs pour l'ultrason, les électrodes pour la résistivité électrique, le scléromètre pour le rebond) est supérieure à 5 cm. Sur la face non ferrailée, les mesures ont été faites aux mêmes positions. La face ferrailée sera notée f, la face non ferrailée sera notée nf.

La  $V_R$  de la vitesse ultrasonore a été estimée en répétant les mesures sur trois des douze mailles (C1f, C3f, C4f) de la face ferrailée, et sur les mêmes positions de la face non ferrailée. Par contre, elle a été estimée dans seulement deux mailles C4nf et C4f pour la résistivité électrique en raison de la contrainte du temps de mesures. La dérive des mesures de résistivité électrique a été également remarquée sur la face non ferrailée.

Sur chaque position de mesures, on a réalisé une mesure pour la résistivité électrique, deux mesures (verticale et horizontale) pour la vitesse ultrasonore et dix mesures avec un écartement de 5 cm pour le rebond. Dans ce cas, la variabilité locale peut être quantifiée par toutes les mesures faites dans une bande verticale qui représente une surface de 25x100 cm<sup>2</sup> (face non ferrailée) ou une composition de quatre mailles d'armatures de 20x20 cm<sup>2</sup> (face ferrailée).

### 3.2.4. Effet de la carbonatation sur les mesures de CND

Les résultats expérimentaux sont résumés dans les tableaux 3.2 et 3.3 pour la première campagne de mesures et dans le tableau 3.4 pour la deuxième campagne de mesures. Les observables étudiés sont les résistivités électriques de 5 cm et de 10 cm ( $\rho_{a5}, \rho_{a10}$  en  $\Omega.m$ ), la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s) et le rebond. Pour chaque observable, on indique la moyenne ( $m$ ) et le coefficient de variation ( $cv$  en %) aux différentes échelles de la variabilité spatiale.

Trois grandeurs ont été utilisées :

- la répétabilité  $V_R$  est calculée à partir de 10 mesures sur un même point d'une dalle (point 2 dans la figure 3.4a) ;
- la variabilité locale  $\overline{V_L}$  retenue est la moyenne des  $cv$  identifiés sur toutes les dalles de même profondeur de carbonatation ;
- la variabilité entre dalles dans une gâchée ( $V_{SP}$ ) est estimée avec l'ensemble des mesures effectuées sur toutes les dalles de même profondeur de carbonatation.

Dans le cas de la résistivité électrique, les valeurs mesurées sur dalles (50x25x12 cm<sup>3</sup>) ont été calculées en utilisant les coefficients de correction. Ces coefficients ont été déterminés par

le programme CORER (Bidault 2013), en fonction de la géométrie étudiée et du dispositif de mesure utilisé. Ils permettent de prendre en compte les effets de bords de la dalle sur les mesures de résistivité. Le calcul des coefficients de correction repose sur un facteur géométrique calculé à partir des distances entre les images des électrodes d'injection de courant par le bord et les électrodes de mesure de potentiel (Telford 1990). Les valeurs des coefficients sont résumées dans l'annexe 3.1.

**(a) Dalles en condition saturée :**

*Tableau 3.2. Résultats des mesures de CND sur dalles saturées*

Carbo.	Échelle	$\rho_{a5}$ [ $\Omega$ .m]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega$ .m]		$V_{ind}$ [m/s]		Rebond	
		<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>
0 mm	$V_R$	45.5	1.0	33.8	1.9	4923	0.4		
	$\bar{V}_L$		2.6		2.9		1.8		9.0
	$V_{SP}$	38.9	7.0	28.5	8.6	4413	4.4	25.4	10.6
10 mm	$V_R$	58.0	1.1	31.8	3.7	4736	0.3		
	$\bar{V}_L$		7.2		2.9		1.8		13.6
	$V_{SP}$	60.8	10.7	32.5	5.3	4437	3.6	28.3	14.5
15 mm	$V_R$	102.5	0.9	35.1	1.1	4035	0.3		
	$\bar{V}_L$		5.4		1.9		2.6		10.2
	$V_{SP}$	106.3	6.9	36.6	3.7	4350	3.1	28.5	10.3
20 mm	$V_R$	117.1	0.5	43.1	0.6	4499	0.9		
	$\bar{V}_L$		4.1		2.5		1.9		14.8
	$V_{SP}$	110.9	6.2	44.5	5.5	4338	3.8	26.4	14.9

Le tableau 3.2 présente les résultats des mesures effectuées sur les dalles de même béton en condition saturée avec différentes profondeurs de carbonatation. L'effet de la carbonatation est remarqué pour la résistivité électrique, en particulier pour la distance de 5 cm. La résistivité électrique de 5 cm ( $\rho_{a5}$  en  $\Omega$ .m) augmente de 1.5 à 3 fois (de 38.9 à 110.9  $\Omega$ .m) pour les bétons carbonatés de 10-20 mm. Elle est quasiment identique pour le béton saturé pour les deux profondeurs de carbonatation de 15 et 20 mm. Les mesures effectuées avec le dispositif Wenner [LMDC Toulouse] ont abouti au même constat. La profondeur maximale de carbonatation correspond théoriquement à la profondeur d'investigation du quadripôle électrique avec les électrodes de 5 cm. La résistivité électrique de 10 cm ( $\rho_{a10}$  en  $\Omega$ .m) est moins influencée par la carbonatation. Elle augmente régulièrement de 1.1 à 1.6 fois (de 28.5 à 44.5  $\Omega$ .m) en fonction de la profondeur de carbonatation.

La vitesse ultrasonore indirecte est faiblement influencée par la carbonatation. La vitesse est identique pour les bétons carbonatés de 15 mm et de 20 mm (de l'ordre de 4350 m/s), avec

une différence de 90 m/s en comparant avec le béton non carbonaté ou celui carbonaté de 10 mm (de l'ordre de 4440 m/s). L'effet de la carbonatation est plus visible pour le rebond. Le rebond augmente de l'ordre de 3 points pour le béton carbonaté en condition saturée.

**(b) Mur en conditions ambiantes de laboratoire :**

*Tableau 3.3. Résultats des mesures de CND sur le mur en conditions ambiantes*

	Carbo.	Échelle	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega.m$ ]		$V_{ind}$ [m/s]		Rebond	
			<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>
Face ferrillée	0 mm	$V_R$					4345	0.5		
		$V_L$	71.7	9.5	57.7	5.8	4376	1.4	31.9	8.3
	15 mm	$V_R$					4192	0.6		
		$V_L$	1622.6	24.2	236.0	36.6	4110	4.6	41.3	8.3
	20 mm	$V_R$	858.9	0.2	220.7	0.4	4197	0.5		
		$V_L$	1308.1	16.3	608.7	20.0	4125	4.5	39.4	6.3
Face non ferrillée	0 mm	$V_R$					4281	0.3		
		$V_L$	161.6	26.4	335.6	58.9	4293	4.6	33.8	8.6
	15 mm	$V_R$					4462	1.0		
		$V_L$	1122.2	22.6	138.8	15.8	4010	8.1	39.7	7.1
	20 mm	$V_R$	563.8	0.2	262.5	0.3	4199	0.4		
		$V_L$	625.5	27.7	383.5	8.4	4117	2.5	37.5	8.4

Le tableau 3.3 synthétise les résultats obtenus sur le mur. Les mesures de la résistivité électrique sont très variables entre les deux faces du mur. Cela s'explique par les effets combinés de carbonatation et de saturation partielle. En réalité, il y avait aussi des difficultés de mesure (ex. le problème d'injection du courant électrique), en particulier sur la bande verticale du béton carbonaté de 15 mm. Les valeurs des résistivités augmentent fortement sur les bandes verticales 2 et 3 du mur où présentent respectivement les profondeurs de carbonatation de 15 et 20 cm. En comparant la résistivité électrique entre les deux faces, l'effet des armatures n'a pas été identifié pour les mesures effectuées avec le dispositif de 5 cm, mais il est visible sur les mesures effectuées avec le dispositif de 10 cm. On note que la  $\rho_{a5}$  n'est pas perturbée lors de la mesure au centre de la maille de 20x20 cm<sup>2</sup> alors que la  $\rho_{a10}$  l'est. Cette remarque indique que :

- Si on souhaite travailler en mesure non biaisée, seule la  $\rho_{a5}$  doit être exploitée ;
- Si la maille d'armatures est plus petite alors on ne peut plus considérer les mesures non biaisées et il faut changer le protocole de mesure (la mesure est réalisée au-dessus de l'armature afin que l'effet des armatures soit identique pour toutes les mesures).

Le mur présente des vitesses plus faibles que les dalles. La différence entre les deux faces n'a pas été identifiée par la vitesse ultrasonore. Cependant, la différence de vitesse est notable,

de l'ordre de 250-300 m/s, entre le béton non carbonaté et le béton carbonaté, moins rapide (15 ou 20 mm). Les valeurs du rebond sont de l'ordre de 31.9 à 41.3 sur le mur alors qu'elles sont plus faibles sur les dalles en condition saturée, de l'ordre de 25.4 à 28.5. La grande différence de rebond entre le mur et les dalles s'explique par le fait que la dureté de surface est plus forte lorsque le béton est plus sec. L'effet de la carbonatation est plus remarquable pour le rebond mesuré sur le béton de saturation partielle. Un écart de rebond, de 3.5 à 9.5 points, peut être mesuré entre les bétons non carbonaté et carbonaté à une profondeur de 15 ou 20 mm.

**(c) Dalles à l'état de saturation partielle :**

*Tableau 3.4. Résultats des mesures de CND sur dalles en saturation partielle*

Carbo.	Échelle	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega.m$ ]		$V_{ind}$ [m/s]		Rebond	
		<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>
0 mm	$V_R^{(1)}$	178.7	0.7	143.7	0.2	3650	1.3		
	$V_R^{(2)}$	121.4	0.3	110.1	0.3	3939	0.7		
	$V_L^{(1)}$	174.2	31.0	142.0	27.7	3875	3.2	26.3	10.0
	$V_L^{(2)}$	134.1	24.4	120.0	22.1	4027	3.6	27.2	5.6
10 mm	$V_R$	194.5	0.9	119.4	0.2	3629	0.6		
	$V_L$	198.3	20.2	127.0	18.4	3669	0.9	31.5	4.6
15 mm	$V_R$	672.4	0.3	274.1	0.3	3727	0.3		
	$V_L$	649.0	13.3	281.8	14.4	3832	4.9	34.5	12.8
20 mm	$V_R$	429.8	0.8	292.9	0.6	3922	1.0		
	$V_L$	429.1	19.7	311.7	25.7	3929	4.2	31.1	8.6

<sup>(1), (2)</sup> indiquent les dalles C1-1-5-B et C1-1-6-B

Le tableau 3.4 présente les résultats des mesures effectuées sur cinq dalles à 50% de saturation. Les remarques de la première campagne sont également valables pour la deuxième campagne. En général, la gamme de valeurs mesurées diminue pour la vitesse, mais augmente pour la résistivité électrique et le rebond quand on compare les résultats obtenus sur les mêmes dalles entre deux campagnes (Fig. 3.5). Elle indique qu'on considère à la fois les effets de carbonatation et de saturation sur les mesures de CND. Pour les mesures par ultrasons, l'effet de la carbonatation est moins marqué que l'effet de la saturation. Lors la deuxième campagne, la dalle carbonatée de 10 mm (notée C1-2-B) se distingue des autres dalles par les écarts de vitesse entre 150-350 m/s. L'écart de vitesse est de l'ordre de 350-550 m/s pour un même degré de carbonatation quand on passe de 100% et 50% de saturation. La saturation partielle provoque d'abord une diminution de la densité, donc une diminution de la vitesse ultrasonore. Le rebond augmente de 3.5 points en moyenne sur le béton de saturation partielle. La résistivité électrique du béton est très différente entre les deux états de saturation, et plus forte si le béton est plus sec. La carbonatation influence fortement à la fois les résistivités électriques de 5 cm et de 10 cm.

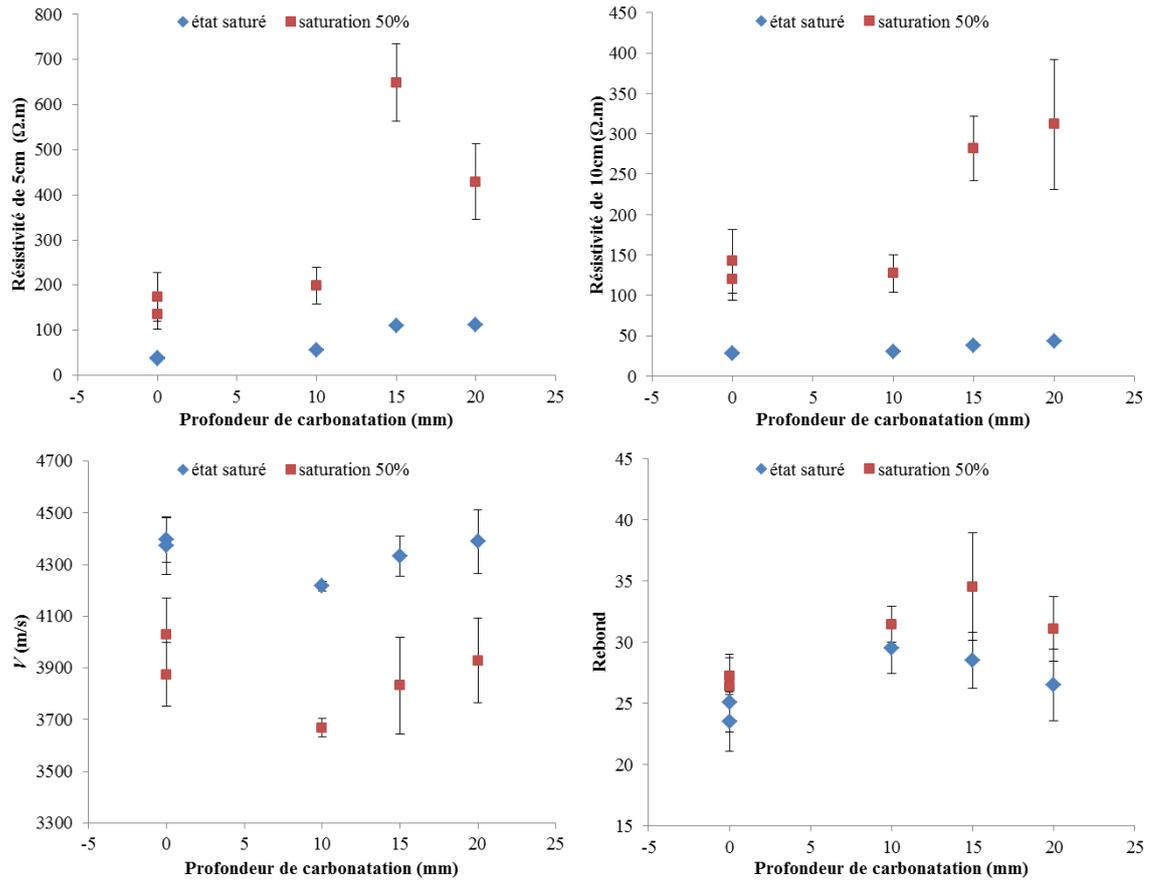
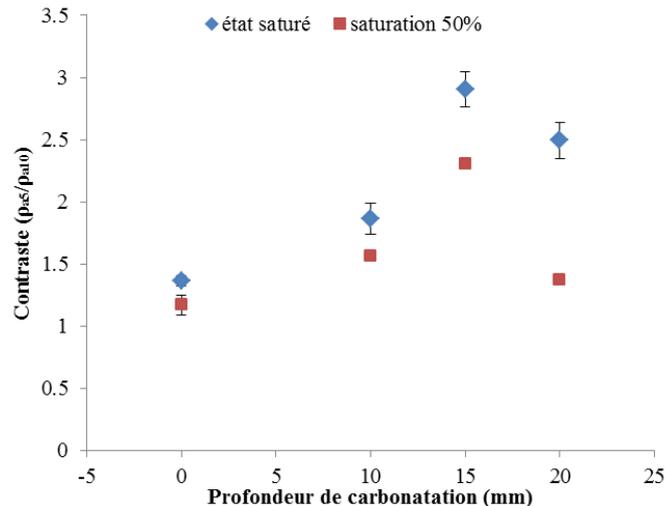


Fig. 3.5. Comparaison des mesures de CND sur dalles entre deux états de saturation

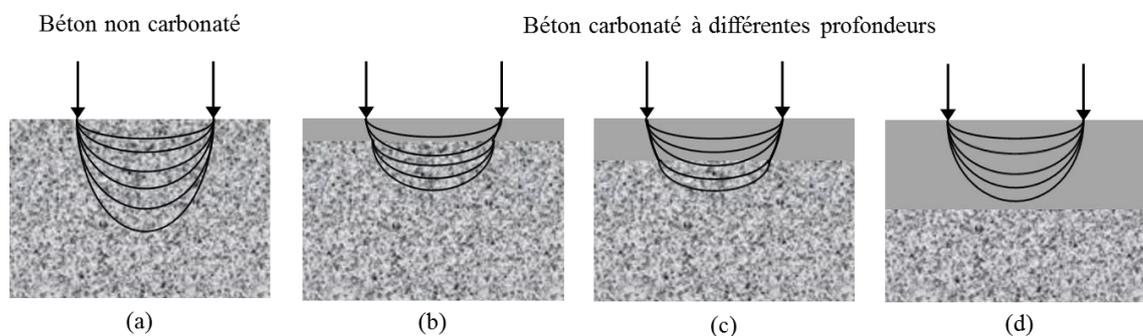
#### (d) Évolution du contraste de résistivité

Le contraste de résistivité synthétise les comportements mesurés avec les dispositifs de 5 cm et 10 cm, indépendamment des gammes de résistivité des bétons. Il a été calculé par le rapport  $\rho_{a5}/\rho_{a10}$  pour chaque dalle. Le contraste de résistivité retenue est la moyenne des contrastes calculés sur toutes les dalles de même profondeur de carbonatation. La figure 3.6 présente l'évolution du contraste en fonction de la profondeur de carbonatation dans le béton. Pour le béton étudié, on peut observer que les valeurs du contraste sont plus grandes quand le béton est en l'état saturé. Les mesures sur dalles montrent que le contraste est de l'ordre de 1.1-1.4 pour le béton non carbonaté. Il évolue jusqu'à 3 pour le béton carbonaté de 15 mm. Lorsque la profondeur de carbonatation atteint 20 mm, une diminution du contraste est remarquée. Cette remarque a été également identifiée dans le projet SENSO (SENSO 2009). Dans ce cas, le contraste de résistivité diminue faiblement sur dalles en condition saturée et plus fortement sur dalles de 50% de saturation. Ce résultat semble donc prouver que le contraste de résistivité sensible à la profondeur de carbonatation. La mesure de la résistivité électrique avec les dispositifs de 5 cm et 10 cm permettrait de suivre l'évolution de la carbonatation, pour l'instant à une profondeur entre 0-20 mm.



**Fig. 3.6. Contraste de résistivité en fonction de la profondeur de carbonatation**

La figure 3.7 présente un schéma proposé de la densité de courant en fonction de la profondeur de carbonatation. La répartition du courant électrique dans le milieu semi infini est graduelle, la densité de courant en surface est plus importante qu'en profondeur. On constate que 90% du courant se répartit sur une épaisseur équivalente à l'écartement entre électrodes (Lataste 2002). C'est le cas du béton non carbonaté. Quand le béton est carbonaté à une épaisseur moins importante (les deux cas b et c), le courant circule à travers deux milieux : une couche du béton carbonaté en surface et le béton non carbonaté en profondeur. Le courant est distordu à l'interface du front de carbonatation. La distorsion du courant dépend de la différence de résistivité entre deux milieux mesurés. En général, le béton carbonaté est plus résistif que le béton non carbonaté. Les lignes de courant sont perturbées dans la couche du béton carbonaté. La profondeur d'investigation est donc réduite. La résistivité mesurée avec le dispositif de 5 cm devient plus importante que avec le dispositif de 10 cm. La valeur du contraste de résistivité augmente comme une conséquence (ex. le béton carbonaté à une profondeur entre 10-15 mm). Quand le front de carbonatation atteint une profondeur importante (Fig. 3.7d), le courant ne circule que dans la couche du béton carbonaté. Le contraste de résistivité peut retourner à la valeur du cas du béton non carbonaté.



**Fig. 3.7. Schéma de la densité de courant en fonction de la profondeur de carbonatation**

### 3.2.5. Effet de la carbonatation sur la variabilité spatiale des mesures de CND

Statistiquement, la variabilité peut être caractérisée par le coefficient de variation des mesures effectuées sur le même point pour la répétabilité ( $V_R$ ), sur une face d'une dalle pour la variabilité locale ( $V_L$ ) et sur l'ensemble des dalles pour la variabilité dans une gâchée ( $V_{SP}$ ).

#### (a) Analyse de la répétabilité $V_R$

La figure 3.8 présente les valeurs de  $cv$  pour la  $V_R$  des résistivités électriques de 5 cm et 10 cm ( $\rho_{a5}$  et  $\rho_{a10}$ ). On remarque que les  $cv$  identifiés sur le béton à 50% de saturation sont généralement plus faibles que ceux identifiés sur le béton saturé, de l'ordre de 0.5 à 1% pour la  $\rho_{a5}$  et de 0.2 à 2% pour la  $\rho_{a10}$ . Lors de la première campagne, la  $V_R$  de  $\rho_{a5}$  ( $cv = 0.5-1.1\%$ ) est plus faible que la  $V_R$  de  $\rho_{a10}$  ( $cv = 0.6-3.7\%$ ), en particulier sur la dalle du béton carbonaté de 10 mm ( $cv = 3.7\%$ ). Par contre, lors de la deuxième campagne (3 mois après), à l'inverse, la  $V_R$  de  $\rho_{a5}$  ( $cv = 0.3-0.9\%$ ) est plus élevée que celle de  $\rho_{a10}$  ( $cv = 0.2-0.6\%$ ). Lorsqu'on compare les  $cv$  entre les dalles de différentes profondeurs de carbonatation (0-20 mm), on peut voir que la carbonatation n'influence pas la répétabilité de la résistivité électrique.

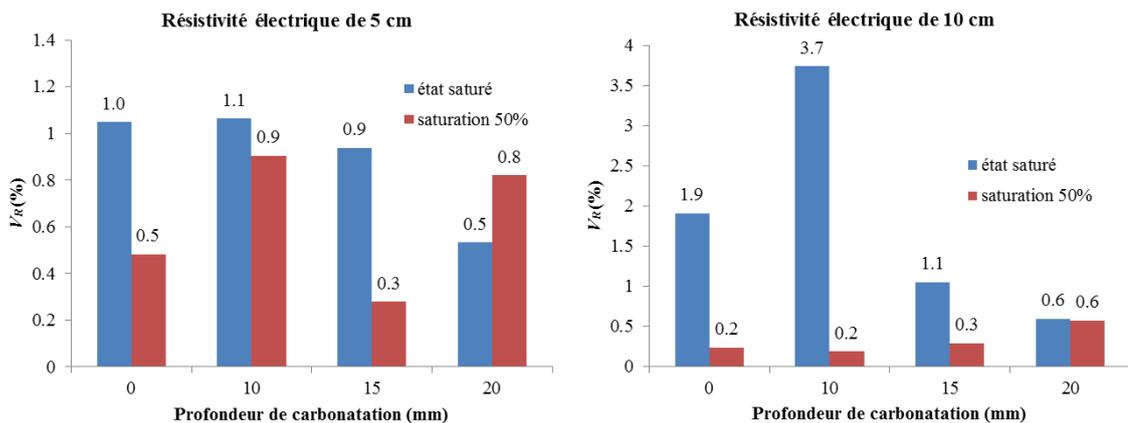
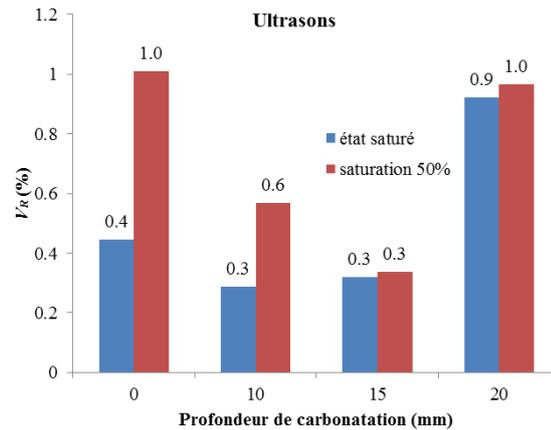


Fig. 3.8. Comparaison de la  $V_R$  de résistivités électriques entre deux campagnes

La figure 3.9 présente les valeurs de  $cv$  pour la  $V_R$  des mesures par ultrasons. Elles sont de l'ordre de 0.3 à 0.9% pour le béton saturé, et de 0.3 à 1.0% pour le béton de 50% de saturation. Les différences de  $cv$  restent très faibles entre deux campagnes, bien que la  $V_R$  a été quantifiée sur des différentes dalles. Ils sont également très faibles quand on compare entre les dalles de différentes profondeurs de carbonatation. La carbonatation n'influence pas la répétabilité de la vitesse.

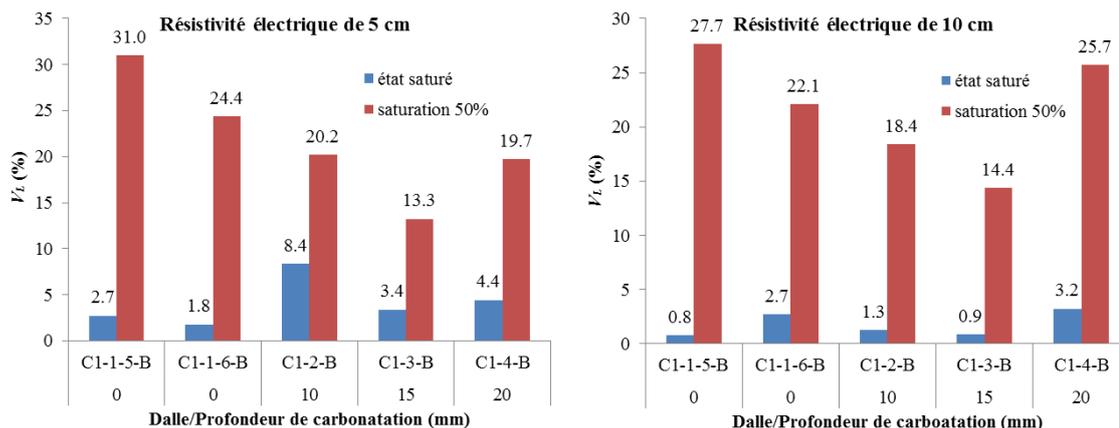


**Fig. 3.9. Comparaison de la  $V_R$  de la vitesse ultrasonore indirecte entre deux campagnes**

La  $V_R$  a été également étudiée sur le mur. Les valeurs de  $c_v$  identifiées restent faibles, de 0.2 à 0.4% pour les résistivités électriques, et de 0.3 à 1% pour la vitesse ultrasonore indirecte (Tableau 3.3). Ces valeurs sont comparables avec les résultats obtenus sur les dalles de même béton à la deuxième campagne (50% de saturation).

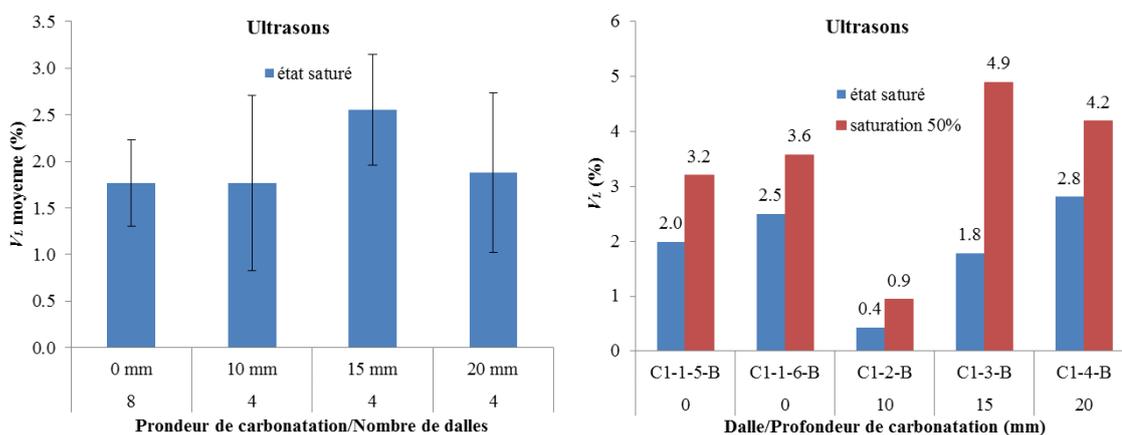
### (b) Analyse de la variabilité locale $V_L$

La figure 3.10 présente une comparaison des valeurs de  $c_v$  à l'échelle locale sur les mêmes dalles entre deux états de saturation pour les résistivités électriques de 5 cm et de 10 cm. Lorsque le béton est saturé, le  $c_v$  de  $\rho_{a5}$  augmente légèrement sur les dalles carbonatées de 10-20 mm, de l'ordre de 4.1 à 7.2% (voir Tableau 3.2), tandis que le  $c_v$  de  $\rho_{a10}$  n'augmente pas. L'effet de la carbonatation est seulement notable pour la  $V_L$  de la résistivité électrique mesurée avec le dispositif de 5 cm. Lorsque le degré de saturation du béton est approximativement de 50%, les mesures de résistivité électrique sont très variables sur chacune des dalles étudiées, en donnant des  $c_v$  très élevés de 15 à 30%. Ces valeurs de  $c_v$  sont comparables avec celles identifiées sur le mur en condition ambiante. Cependant, l'effet de carbonatation n'est pas visible pour la variabilité locale, même pour la résistivité électrique de 5 cm. Le degré de saturation joue un rôle important sur la variabilité locale de la résistivité électrique. À l'état saturé, la stabilité des mesures peut être interprétée par le remplissage d'eau des pores qui assure alors une continuité électrolytique dans la matrice. Le courant circule à travers la porosité ouverte par l'intermédiaire des fluides interstitiels. Par conséquent, plus le béton est humide, plus il est conducteur. Au contraire, à l'état de saturation partielle, la surface sèche induit une résistance de contact importante à l'interface électrode-béton qui est à l'origine de bruits de mesure. Le courant circule à travers la phase solide (les granulats) et la matrice. Il s'agit alors d'une conduction électronique. La résistivité apparente est conditionnée par les caractéristiques des deux phases différentes.



**Fig. 3.10. Comparaison de la  $V_L$  de résistivités électriques sur les mêmes dalles entre deux états de saturation**

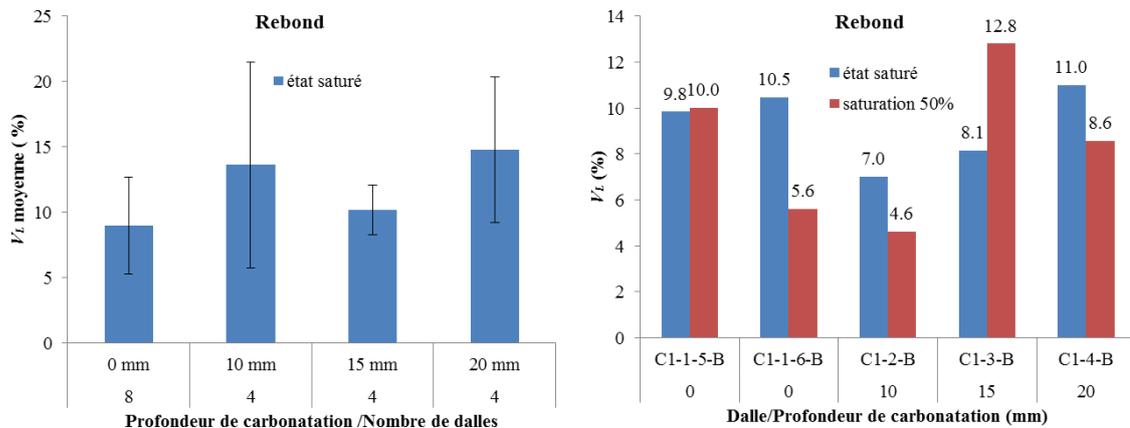
La figure 3.11a présente les valeurs moyennes de  $c_v$  en fonction de la profondeur de carbonatation pour la variabilité locale ( $V_L$ ) de la vitesse ultrasonore indirecte sur les dalles en l'état saturé. Elles varient en moyenne de 1.8 à 2.6%. Ce résultat montre que l'effet de la carbonatation n'est pas visible sur la  $V_L$  de la vitesse. La figure 3.11b considère les cinq dalles communes entre deux campagnes. Les  $c_v$  identifiés sur le béton de 50% de saturation ( $c_v = 0.9-4.9\%$ ) sont plus élevés que ceux identifiés sur le béton saturé ( $c_v = 0.4-2.8\%$ ). Cependant, la différence de  $c_v$  est faible, de l'ordre de 1.5% en moyenne, quand ces dalles passent de 100% à 50% de saturation. Cela s'explique par le fait que la vitesse des ondes de pression est sensible à l'état de saturation du matériau. La variation des mesures est liée à des mécanismes à l'échelle des pores (ex. écoulements locaux) et à la distribution des fluides dans les réseaux poreux.



**Fig. 3.11. (a)  $V_L$  moyenne de vitesse ultrasonore sur le béton saturé, (b) comparaison de la  $V_L$  de vitesse ultrasonore sur les mêmes dalles entre deux états de saturation**

La même analyse est présentée dans la figure 3.12 pour la variabilité locale de rebond mesurée sur les dalles. En comparant avec les résultats obtenus sur le site test (voir chapitre 2) et sur le mur (voir tableau 3.3), on remarque que la  $V_L$  de rebond est plus élevée sur le béton saturé, de l'ordre de 9 à 15% en moyenne. L'effet de la carbonatation sur la  $V_L$  de rebond est

plus visible pour le béton saturé, mais il reste faible. Une différence de 6% peut être identifiée pour la  $V_L$  de rebond entre le béton non carbonaté et le béton carbonaté de 20 mm.



**Fig. 3.12. (a)  $V_L$  moyenne de rebond sur le béton saturé, (b) comparaison de la  $V_L$  de rebond sur les mêmes dalles entre deux états de saturation**

### (c) Analyse de la variabilité entre différentes dalles $V_{SP}$

Les résultats de la première campagne permettent d'analyser la variabilité entre différentes dalles dans une même gâchée. Le groupe du béton non carbonaté se compose de 8 dalles. Il y a quatre dalles pour chacun des trois groupes du béton carbonaté (10, 15 et 20 mm en profondeur de carbonatation). La variabilité  $V_{SP}$  est quantifiée par le coefficient de variation ( $cv$ ) de l'ensemble des mesures effectuées sur toutes les dalles de même profondeur de carbonatation. Les valeurs de  $cv$  ont été présentées dans le tableau 3.3. En considérant chacun des observables CND, la variabilité entre dalles est plus élevée que la variabilité locale moyenne sur une dalle.

La figure 3.13 présente les variabilités entre dalles  $V_{SP}$  identifiées par trois techniques (résistivité électrique, ultrason et rebond) en fonction de la profondeur de carbonatation. Elles sont de l'ordre de 6.2 à 10.7% pour la  $\rho_{a5}$ , et de 3.7 à 8.8% pour la  $\rho_{a10}$ . Ces valeurs de  $cv$  sont comparables avec celles identifiées sur les éprouvettes de différents bétons du site test, par exemple  $cv = 6.1-10.7\%$  pour la  $\rho_{a5}$ . Dans le cas d'ultrasons, les  $cv$  varient de 3.1 à 4.4% pour la vitesse ultrasonore indirecte, tandis qu'elles varient de 1.3 à 2.7% pour la vitesse ultrasonore directe (voir Tableau 2.2). La vitesse indirecte investiguant le matériau de surface est plus variable que la vitesse directe impliquant une profondeur d'investigation plus importante. Les  $cv$  varient de 10.3 à 14.9% pour le rebond. La  $V_{SP}$  de rebond augmente faiblement par rapport à la variabilité locale de rebond, ce qui s'explique par le fait que la variabilité du rebond provient essentiellement du bruit de mesure. Les trois techniques montrent que la variabilité entre différentes dalles dans une gâchée n'est pas influencée par la carbonatation en comparant les  $cv$  identifiés à différentes profondeurs de carbonatation. La  $V_{SP}$  dépend de la variabilité intrinsèque du matériau et de la mise en œuvre.

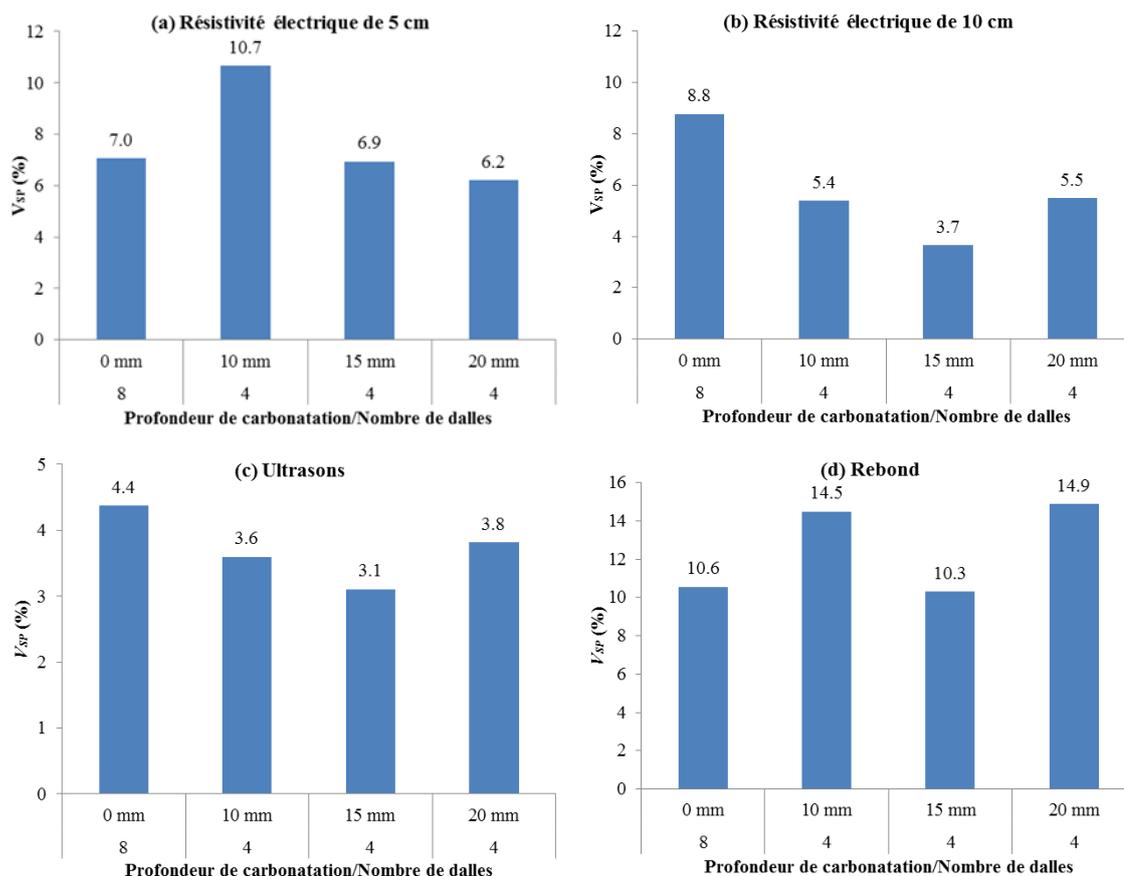


Fig. 3.13. Variabilités entre différentes dalles en fonction de la profondeur de carbonatation

### 3.2.6. Influence des conditions de mesure

À la fin de la deuxième campagne (saturation 50 %), les dalles ont été replacées dans l'eau jusqu'à l'état saturé. La saturation est contrôlée si chacune des dalles obtient la même masse de la première campagne. Les mesures de CND ont été réalisées sur ces dalles avec les protocoles décrits dans le paragraphe 3.2.3. Il est donc possible de comparer les résultats obtenus sur le même béton en condition saturée entre deux différentes campagnes. On note que 4,5 mois se sont écoulés entre la première campagne réalisée au printemps (4 et 5 mars 2013) et la troisième campagne réalisée en été (18 juillet 2013). L'objectif est d'étudier l'influence des conditions de mesure sur les mesures de CND.

Les résultats de la troisième campagne de mesures sont résumés dans le tableau 3.5. Ils peuvent être comparés avec ceux obtenus dans la première campagne sur les mêmes dalles en condition saturée. Un faible écart de valeurs est identifié pour chacun des observables étudiés, en particulier sur des dalles moins carbonatées (0-10 mm). Dans le cas du béton C1, elle est en moyenne de l'ordre de 12.4  $\Omega$ .m pour la résistivité électrique de 5 cm, 5.4  $\Omega$ .m pour la résistivité électrique de 10 cm, 96 m/s pour la vitesse ultrasonore indirecte et 1.2 points pour le rebond (Fig. 3.14). Pour la résistivité électrique, les écarts correspondent respectivement aux erreurs relatives de 22.3% et 17.8% avec les dispositifs de 5 cm et 10 cm. Ces erreurs relatives augmentent jusqu'à 23-35% sur des dalles présentant une faible profondeur de

carbonatation de 0-10 mm. L'erreur relative entre deux campagnes est en moyenne de 4.7% pour le rebond, et peut aller jusqu'à 5-8% sur des dalles moins carbonatées. Elle est la plus faible pour la vitesse ultrasonore indirecte, de l'ordre de 2.2%.

Tableau 3.5. Résultats des mesures de *CND* sur dalles re-saturées

Carbo.	Échelle	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega.m$ ]		V [m/s]		Rebond	
		<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>
0 mm	$V_R^{(1)}$	24.9	0.4	19.9	0.1	4227	0.8		
	$V_R^{(2)}$	27.8	0.2	21.3	0.1	4419	0.6		
	$V_L^{(1)}$	24.5	3.6	20.4	4.8	4270	2.1	23.1	9.1
	$V_L^{(2)}$	26.4	3.5	20.9	1.8	4329	2.8	24.8	5.5
10 mm	$V_R$	45.6	0.7	23.5	0.1	4313	0.5		
	$V_L$	42.2	9.7	23.3	0.8	4359	1.2	27.5	9.0
15 mm	$V_R$	109.6	0.4	33.1	0.3	4430	0.5		
	$V_L$	115.2	3.3	33.3	1.0	4438	2.5	28.7	9.9
20 mm	$V_R$	136.0	0.4	42.9	0.6	4400	0.4		
	$V_L$	129.3	11.2	41.9	5.6	4450	2.8	27.1	11.3

(1), (2) indiquent les dalles C1-1-5-B et C1-1-6-B

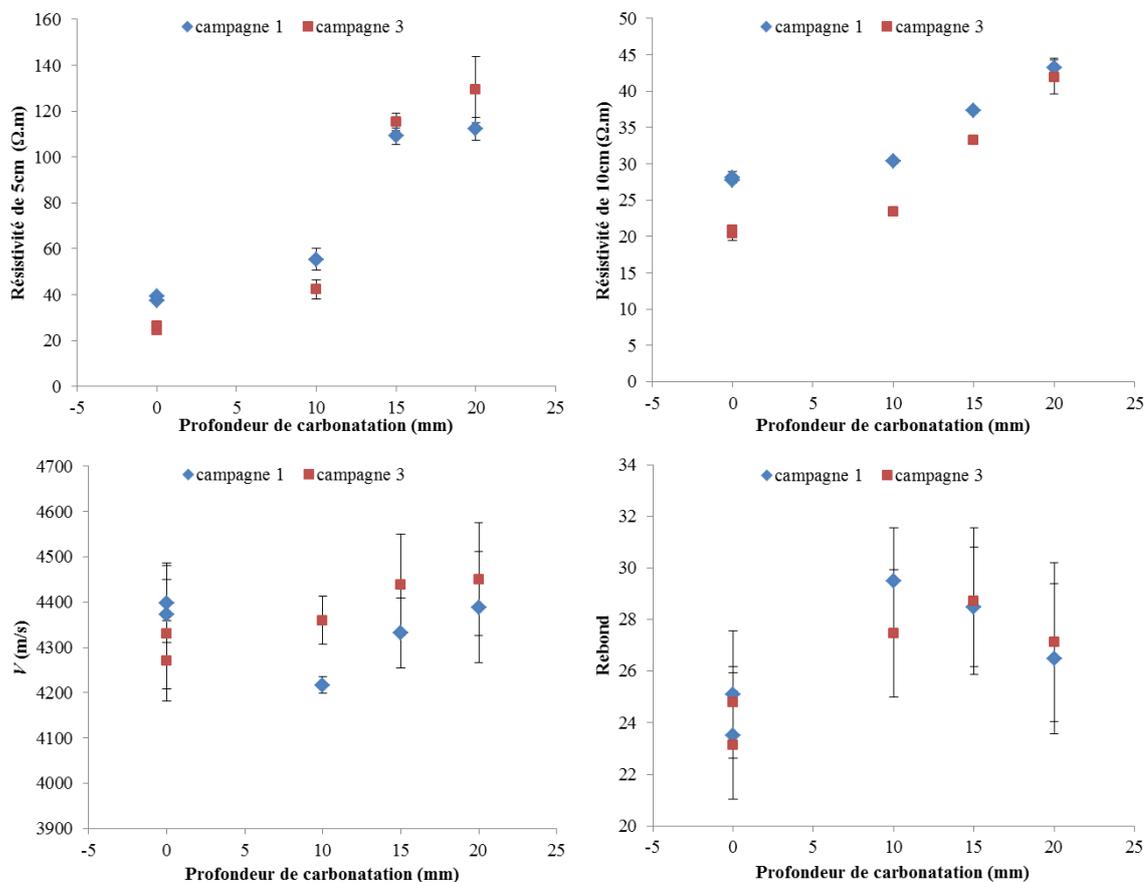


Fig. 3.14. Comparaison des mesures de *CND* sur mêmes dalles en condition saturée entre deux différentes campagnes

La différence de valeurs mesurées entre deux campagnes est donc faible et peut être liée à des différentes conditions de mesure telles que (i) la température dans le béton, (ii) l'humidité relative et la température dans l'air. Elle peut également être expliquée par l'évolution du matériau en fonction du temps et de la procédure de « saturation – séchage – saturation » (sans variation significative de masse, mais en modifiant les caractéristiques de microstructure).

En conclusion, les résultats obtenus à partir de trois campagnes de mesures montrent que les résistivités de 5 cm et 10 cm, et le rebond augmentent avec l'évolution de la carbonatation entre 0 et 20 mm en profondeur, tandis que la vitesse ultrasonore indirecte est inchangée ou changée faiblement (l'écart de vitesse est de l'ordre de 90-180 m/s entre les bétons carbonaté et non carbonaté). On peut observer que la vitesse mesurée sur le béton carbonaté est moins rapide que sur le béton non carbonaté. Il semble que le contraste de résistivité ( $\rho_{a5}/\rho_{a10}$ ) sensible à la carbonatation, notamment à une profondeur de 15 mm. L'effet de la carbonatation est plus visible quand le béton est à l'état de saturation partielle (50%). La saturation partielle provoque d'abord une diminution de la densité et une augmentation de la dureté en surface. Donc, les résistivités et le rebond augmentent, la vitesse ultrasonore indirecte diminue par rapport aux valeurs mesurées sur le béton à l'état totalement saturé.

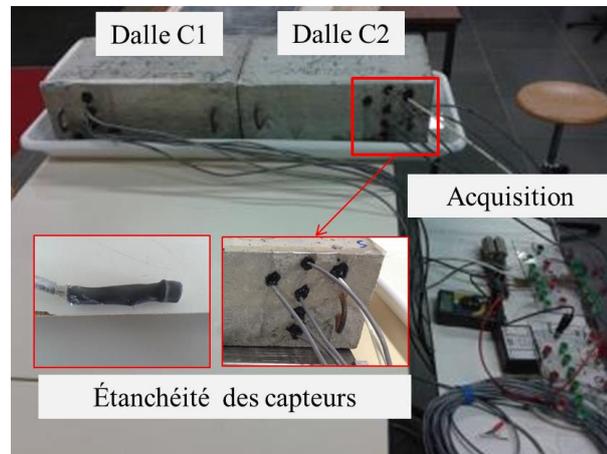
Les données mesurées permettent de quantifier la variabilité spatiale des mesures de CND à trois différentes échelles : point (répétabilité), locale et entre dalles de même profondeur de carbonatation. On remarque que la carbonatation n'influence pas la répétabilité des mesures ainsi que la variabilité entre différentes dalles dans une même gâchée. La dépendance de la variabilité locale à la carbonatation n'est pas la même entre les quatre observables étudiés. Quand le béton est à l'état saturé, l'effet de la carbonatation sur la  $V_L$  est seulement notable pour la résistivité de 5 cm dont la  $V_L$  augmente de 2.6 à 7.2% avec la carbonatation. Cependant, cet effet n'est plus remarqué quand le béton est à l'état de saturation partielle. L'effet de la carbonatation sur la  $V_L$  reste faible par rapport à l'effet de la saturation. À 50% de saturation, la  $V_L$  de la résistivité électrique est très élevée, de l'ordre de 15-30%. Les mesures de la vitesse sont également plus variables, avec une augmentation moyenne de 1.5% pour la  $V_L$ . Au contraire, les mesures du rebond sont plus variables sur le béton saturé en raison d'une diminution de la dureté en surface.

### **3.3. INFLUENCE DES GRADIENTS DE TENEUR EN EAU**

#### **3.3.1. Présentation du programme expérimental**

Dans le projet EvaDéOS, les dalles de dimensions de 40x25x15 cm<sup>3</sup> ont été fabriquées avec deux bétons C1 et C2 (Tableau 3.1). Le béton C2 possède une résistance mécanique plus forte et une porosité plus faible que le béton C1. Au sein de notre laboratoire, deux dalles C1 et C2 (Fig. 3.15) ont fait l'objet de mesures par de multiples techniques de CND (résistivité

électrique, radar, tomographie de résistivité électrique, onde électromagnétique en fréquentiel). Toutefois, on se limitera ici aux résultats obtenus pour la résistivité électrique en utilisant le dispositif électrique quadripolaire qui a été présenté dans le chapitre 2.

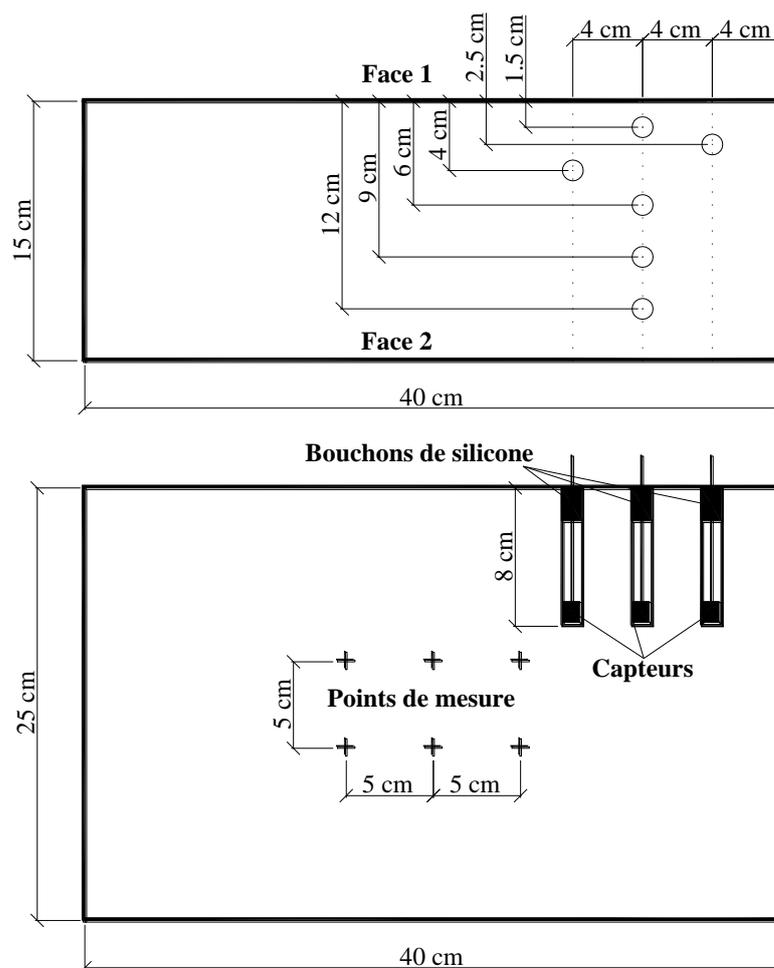


**Fig. 3.15. Génération du gradient de teneur en eau dans les dalles**

28 jours après la fabrication, deux dalles ont été instrumentées avec des capteurs insérés dans des trous faits au moment du coulage, pour la mesure de l'humidité relative et de la température dans le béton (Annexe 3.4). Les trous ont un diamètre de 12 mm et une profondeur de 80 mm. La figure 3.16 représente les positions de capteurs. Dans chaque dalle, six capteurs ont été positionnés à différents niveaux (1.5 cm, 2.5 cm, 4 cm, 6 cm, 9 cm et 12 cm) par rapport à la face 1 (face supérieure de la dalle C2). Afin d'avoir une distance minimale entre les capteurs, ils ne sont pas alignés sur une même verticale, mais espacés horizontalement de 4 cm. L'étanchéité des capteurs a été réalisée avec des gaines thermorétractables autour de la cavité et des fils électriques de chaque capteur. Les capteurs ont été placés au fond des trous. Chaque trou a été scellé par un bouchon de silicone sur une profondeur de 20 mm environ à partir de la surface. Cette bonne étanchéité est nécessaire pour assurer la précision des mesures d'HR et de température. Ils permettent de suivre l'humidité relative en fonction du temps, ainsi que la température.

Le capteur est constitué d'un condensateur plan et d'une couche de platine poreuse (une sonde PT1000). La mesure se fait par l'intermédiaire d'un courant circulant dans la sonde. La sortie du capteur est en forme de tension de voltage. On peut en déduire l'humidité relative et la température dans le béton pour chaque mesure. Pour une meilleure compréhension, rappelons que l'humidité relative (HR) est le rapport entre la pression partielle de vapeur d'eau contenue dans un gaz ( $P_v$ ) et la pression de vapeur maximale possible, donc la pression de saturation ( $P_s$ ), pour une température donnée (Eq. 3.1). Elle est une grandeur sans dimension et indiquée en pourcentage. On peut ensuite convertir l'humidité relative en une valeur de degré de saturation du béton (Annexe 3.3).

$$HR = 100 \times \frac{P_v}{P_s} \quad [\%] \quad (3.1)$$



**Fig. 3.16. Représentation des positions de capteurs et des points de mesures**

Avant de mettre les deux dalles étudiées dans l'eau, les mesures ont été effectuées pour obtenir les informations de référence à l'état dit zéro (l'état 0). Le gradient de teneur en eau se fait par imbibition de l'eau dans le béton. Cette imbibition s'est faite par la face inférieure pour une dalle, et par la face supérieure pour l'autre, d'où des profondeurs différentes des capteurs (cf. Tableau 3.6). À partir de l'état 0, les données mesurées ont été régulièrement enregistrées jusqu'à 300 heures. Au cours du processus d'imbibition, des mesures de CND ont été réalisées sur les deux faces 1 et 2 pour chaque dalle. Pour la résistivité électrique, six mesures ont été effectuées sur chacune des faces inférieure et supérieure avec un écartement de 5 cm comme illustré sur la figure 3.16. L'objectif de ces mesures est d'étudier la capacité des techniques de CND pour le suivi de l'état de saturation, et d'analyser la variabilité locale des mesures.

**Tableau 3.6. Profondeurs des capteurs par rapport à la face d'imbibition**

Dalle	Face d'imbibition	Hauteurs de capteurs $h$ (cm)
C1	1	1.5 – 2.5 – 4 – 6 – 9 – 12
C2	2	3 – 6 – 9 – 11 – 12.5 – 13.5

### 3.3.2. Évolution de l'humidité relative dans le béton

Le transport d'un liquide dans un milieu poreux comme le béton a lieu dans les pores ouverts principalement par la diffusion, les écoulements d'infiltration et l'adsorption capillaire (Hanzic 2010). Dans cette étude, le dispositif de mesure présente un système d'imbibition spontanée qui est provoqué par la capillarité. C'est-à-dire que la force capillaire est la seule force qui gouverne l'imbibition de l'eau dans le béton. La cinétique de l'imbibition est conditionnée par de nombreux facteurs comme les propriétés physicochimiques du liquide (ex. la concentration, la viscosité), la structure du milieu poreux (ex. la porosité, la surface spécifique et la tortuosité) (Dallel 2012). On définit ici les trois paramètres suivants :

- La porosité est l'ensemble des vides (pores) dans un matériau solide. Elle est souvent déterminée par le rapport entre le volume des vides et le volume total.
- La surface spécifique se définit comme le rapport de l'aire de la surface totale des interfaces solide-pore divisé par le volume total.
- La tortuosité présente la longueur parcourue réelle par le liquide en comparant avec la longueur droite équivalente.

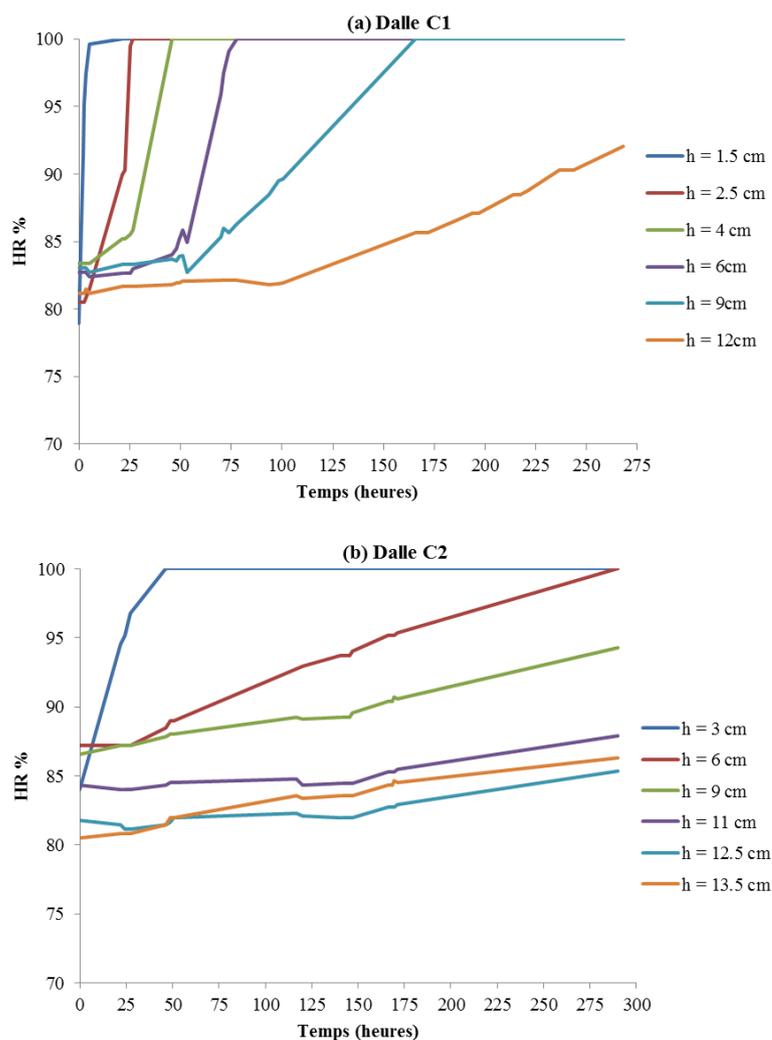
L'imbibition spontanée peut être décrite par la loi de Lucas-Washburn (Eq. 3.2) qui estime la hauteur (position) du liquide  $h$  en fonction du temps  $t$ . Le coefficient de capillarité est déterminé par l'équation 3.3, avec  $r$  est le rayon de pore,  $\gamma$  est la tension de surface,  $\theta$  est l'angle de contact et  $\eta$  est la viscosité dynamique.

$$h = k\sqrt{t} \quad (3.2)$$

$$k = \sqrt{\frac{r\gamma \cos \theta}{2\eta}} \quad (3.3)$$

Hanzic *et al.* (2010) ont montré que l'imbibition faite par l'adsorption capillaire peut être divisée en trois étapes : (i) une période dormante initiale en dépendant de la viscosité du liquide utilisé (une heure environ avec l'éthylène glycol à 20°C), (ii) une période décrite par la loi de Lucas-Washburn et (iii) une période de ralentissement. La dernière se réalise principalement dans les parties éloignées de la source de liquide. De plus, la loi de Lucas-Washburn est valable dans une durée de 25 heures environ pour les matériaux cimentaires au contact de l'éthylène glycol.

La figure 3.17 présente l'évolution de l'humidité relative à différentes hauteurs  $h$  par rapport à la face en imbibition dans les deux dalles étudiées. Les résultats montrent qu'à l'état 0, les humidités relatives sont déjà élevées, de l'ordre de 80%. Elles correspondent à une saturation de 35% pour le béton C1 et de 43% pour le béton C2 (cf. Annexe 3.3) dans la procédure d'adsorption de l'eau. Un faible gradient d'humidité relative a été détecté par les capteurs, de 78.9 à 83.4% pour la dalle C1, de 80.5 à 87.2% pour la dalle C2, bien que la précision des capteurs soit de l'ordre de 3.5% sur l'humidité relative à 25°C (cf. Annexe 3.4). Il semble que le béton est plus humide à l'intérieur de la dalle.



**Fig. 3.17. Évolution de l'HR à différentes hauteurs en fonction du temps dans les dalles C1 et C2**

Pour la dalle du béton C1, la vitesse d'absorption de l'eau est très rapide. Le béton est saturé à  $h = 1.5$  cm après 5 heures, à  $h = 2.5$  cm après 26 heures, à  $h = 4$  cm après 45 heures, à  $h = 6$  cm après 75 heures. L'imbibition d'eau se fait lentement dans ce béton à partir de la hauteur 6 cm. Les deux capteurs les plus éloignés de la surface de l'eau détectent des modifications d'HR après 50 heures à  $h = 9$  cm (avec une saturation à 165 heures), et après 100 heures à  $h = 12$  cm. À la fin de l'essai, le capteur située à  $h = 12$  cm donne une humidité relative de 92.1% au lieu de 81.2% à l'état 0.

Pour la dalle du béton C2, la vitesse d'adsorption de l'eau est linéaire et assez rapide pour les premiers centimètres du béton à partir de la face d'imbibition. Le béton est saturé à  $h = 3$  cm entre 40-45 heures après la mise en saturation. Cependant, au-delà de la hauteur de 3 cm, l'eau remonte très lentement qui correspond à la période de ralentissement. À la fin de l'essai, le béton est saturé jusqu'à la hauteur de 6 cm. Une faible augmentation d'HR est détectée par le capteur situé à  $h = 9$  cm. Les autres capteurs montrent que l'humidité relative du béton est peu modifiée à des niveaux plus élevés, de l'ordre de 5%.

En comparant entre les deux dalles étudiées, on vérifie que la vitesse d'adsorption de l'eau dépend essentiellement de la porosité du béton. La vitesse d'adsorption est plus rapide pour le béton plus poreux. Au contact de l'eau, les premiers centimètres (3-4 cm) du béton sont facilement saturés après 45 heures de la mise en saturation. L'eau remonte effectivement jusqu'à 6 cm dans le béton pour les deux dalles.

### 3.3.3. Suivi des gradients de teneur en eau par la résistivité électrique

Après la mise à l'eau, les mesures de CND ont été effectuées sur les deux dalles à différents instants. La dalle C1 a fait l'objet de mesures par la résistivité électrique après 2.5 heures, 50 heures, 74 heures et 269 heures. Les échéances pour la dalle C2 ont été 29 heures, 52 heures, 121 heures et 293 heures. Les instants de mesures ne sont pas identiques entre les deux dalles du fait des cinétiques très différentes. Pour chaque échéance, l'humidité relative dans le béton a été mesurée par les capteurs. La figure 3.18 présente les valeurs d'HR en fonction de la hauteur étudiée pour les deux dalles C1 et C2.

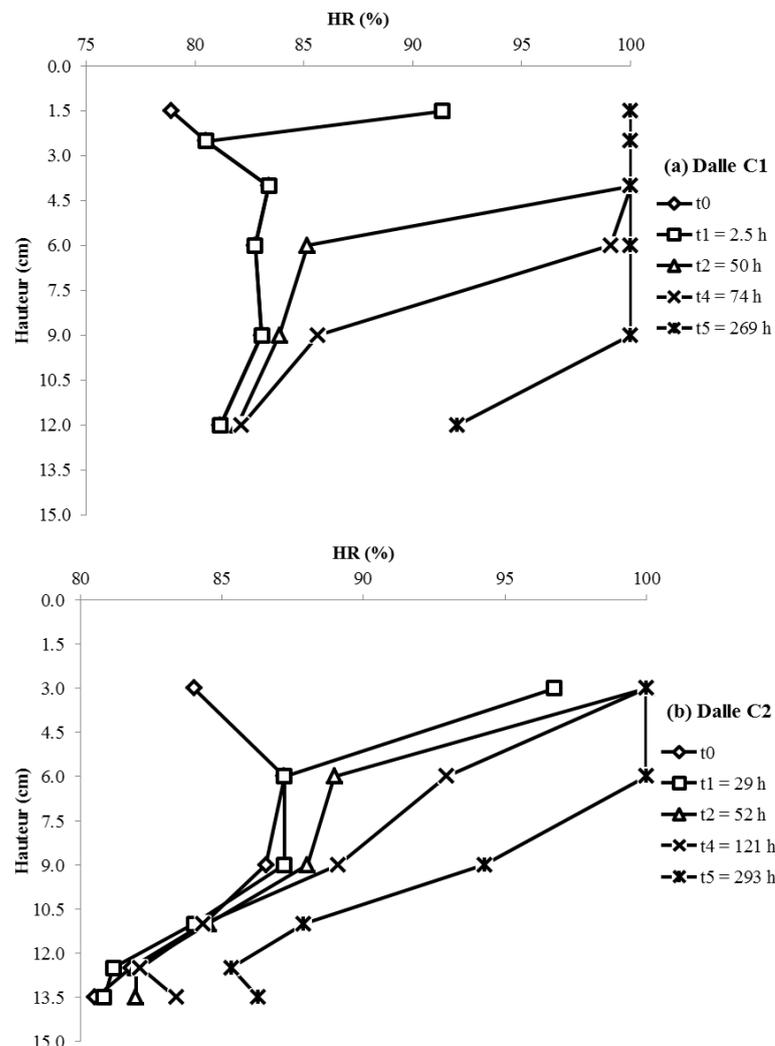


Fig. 3.18. Humidité relative en fonction de la hauteur étudiée : (a) dalle C1, (b) dalle C2

Comme écrit dans le paragraphe 3.2.4, il est nécessaire de corriger les valeurs de résistivité mesurées par les coefficients de correction afin de prendre en compte les effets de bords de la dalle (40x25x15 cm<sup>3</sup>). Ces coefficients ont été également calculés avec le programme CORER. Les valeurs des coefficients sont résumées dans l'annexe 3.2.

**(a) Pour la dalle C1**

Les résultats obtenus sur la dalle C1 sont résumés dans le tableau 3.7. On y précise la moyenne (*m*) et le coefficient de variation (*cv*) en % pour les résistivités électriques de 5 cm ( $\rho_{a5}$ ) et de 10 cm ( $\rho_{a10}$ ) en  $\Omega.m$ . On n'exploite pas ici les données mesurées sur la face supérieure à l'état 0, car la gamme de valeurs est très élevée par rapport aux mesures suivantes. Cela peut être expliqué par le problème de contact entre la surface du béton à l'état initial et des électrodes électriques avec un béton trop sec. Après les premières mesures, le béton adsorbe une petite quantité d'eau venant des éponges du dispositif, et l'humidité aux points de mesures a localement changé, ce qui facilite l'injection du courant électrique en générant un champ de potentiel électrique plus profonde dans le matériau.

**Tableau 3.7. Résistivités électriques en fonction du temps (cas de la dalle C1)**

Face	t (heures)	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega.m$ ]	
		<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>
Inférieure (1)	0	147	2.7	114	3.1
	2.5	144	2.6	110	2.5
	50	59	1.9	61	4.1
	74	51	1.2	50	2.9
	269	54	1.0	47	4.0
Supérieure (2)	2.5	175	6.4	124	5.8
	50	130	2.9	89	4.6
	74	129	3.3	81	7.0
	269	127	3.3	72	4.5

La figure 3.19 permet de comparer les résultats obtenus pour les deux faces inférieure (face au contact de l'eau) et supérieure de la dalle C1. À l'état 0, la résistivité électrique de 5 cm ( $\rho_{a5}$  en  $\Omega.m$ ) est plus petite sur la face inférieure, tandis que la résistivité électrique de 10 cm ( $\rho_{a10}$  en  $\Omega.m$ ) est quasiment identique entre deux faces. Cela vient de ce que les mesures à 5 cm sont plus sensibles aux conditions de mesure que celles à 10 cm. Dans les mêmes conditions de mesures, la différence de  $\rho_{a5}$  entre les deux faces peut atteindre 20%. Sur la face inférieure, les résistivités électriques diminuent fortement pour les mesures effectuées après 50 heures, ce qui traduit l'imbibition (le béton C1 est saturé à  $h = 4$  cm après 45 heures, et à  $h = 6$  cm après 75 heures d'imbibition). À partir de ce moment, la  $\rho_{a5}$  reste stable ( $\rho_{a5} = 51-54 \Omega.m$ ) bien que l'eau continue à monter. Dans ce cas, la  $\rho_{a10}$  permet de suivre l'adsorption d'eau du béton à des hauteurs supérieures à 6 cm. Elle diminue faiblement de 61 à 47  $\Omega.m$ .

Les dernières mesures effectuées sur la face inférieure considèrent le béton en condition saturée car le capteur situé à  $h = 9$  cm donne une humidité relative de 100%. Le contraste entre les résistivités électriques de 5 cm et 10 cm est très faible. Le rapport  $\rho_{a5}/\rho_{a10}$  est approximativement égal à 1.

Sur la face supérieure, en dépit des mesures effectuées après 2.5 heures, la  $\rho_{a5}$  n'est pas changée, de l'ordre de 130  $\Omega$ .m. Cette valeur correspond à celle mesurée sur la face inférieure au début de l'essai. Elle montre que l'humidité relative n'est pas changée dans les premiers centimètres du béton de la face supérieure. À la fin de l'essai, le capteur situé à  $h = 12$  cm montre que l'humidité relative en ce point augmente de 82 à 92%. Elle correspond probablement à une augmentation de saturation de 35 à 60%. La première couche de la face supérieure représente un béton de saturation partielle et un gradient de teneur en eau. La  $\rho_{a5}$  mesurée sur le béton C1 en l'état de saturation partielle est 2.5 fois plus grande que celle mesurée sur le même béton en condition saturée. Par contre, la  $\rho_{a10}$  détecte une faible augmentation d'HR à des niveaux plus bas avec une valeur qui décroît de 124 à 72  $\Omega$ .m. Après 50 heures d'imbibition, la  $\rho_{a10}$  mesuré sur la face supérieure est toujours plus élevée que celle mesurées sur la face inférieure, de l'ordre de 1.4-1.6 fois.

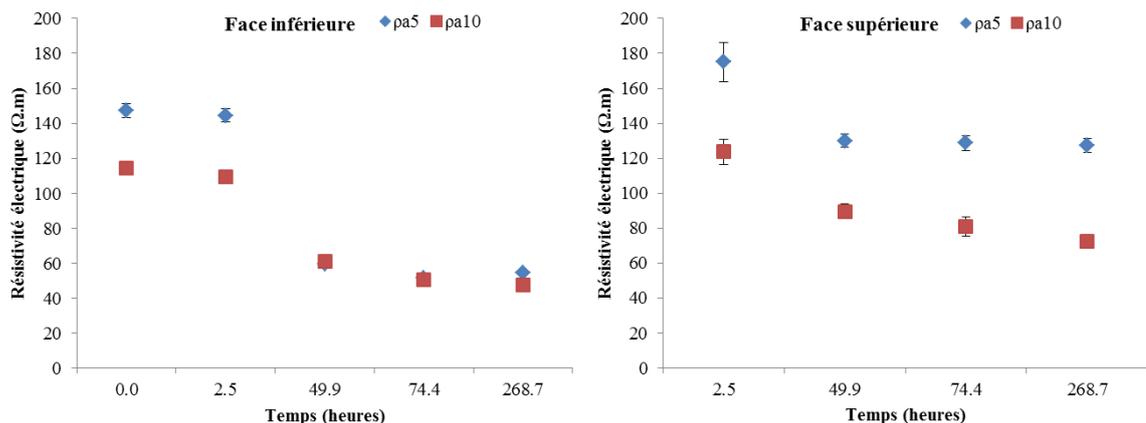


Fig. 3.19. Résistivités électriques mesurées sur deux faces de la dalle C1

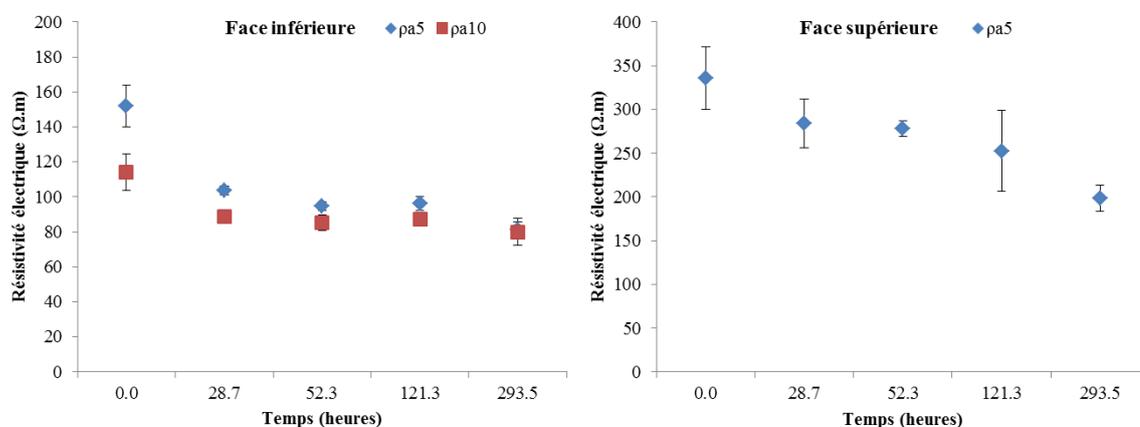
### (b) Pour la dalle C2

Les résultats obtenus sur la dalle C2 sont résumés dans le tableau 3.8. À l'état 0, on a remarqué que les mesures de la résistivité électrique ont été perturbées sur la face supérieure de la dalle. De plus, les valeurs de la résistivité électrique sont très différentes entre deux faces supérieure et inférieure. Quelques explications sont données telles que le problème d'injection du courant électrique (béton plus résistif que le béton C1), quelques capteurs situées ( $h = 11, 12.5, 13.5$  cm) très proches de la face supérieure, différentes conditions de couverture entre deux faces (ex. une face libre à l'air, l'autre face est étanchée). Les données mesurées sont très variables, comme l'illustrent des valeurs excessives de  $c_v$  (supérieures à 25%) et deviennent inexploitables, en particulier pour la résistivité électrique de 10 cm. Les analyses se concentrent donc sur les données mesurées sur la face inférieure de la dalle.

**Tableau 3.8. Résistivités électriques en fonction du temps (cas de la dalle C2)**

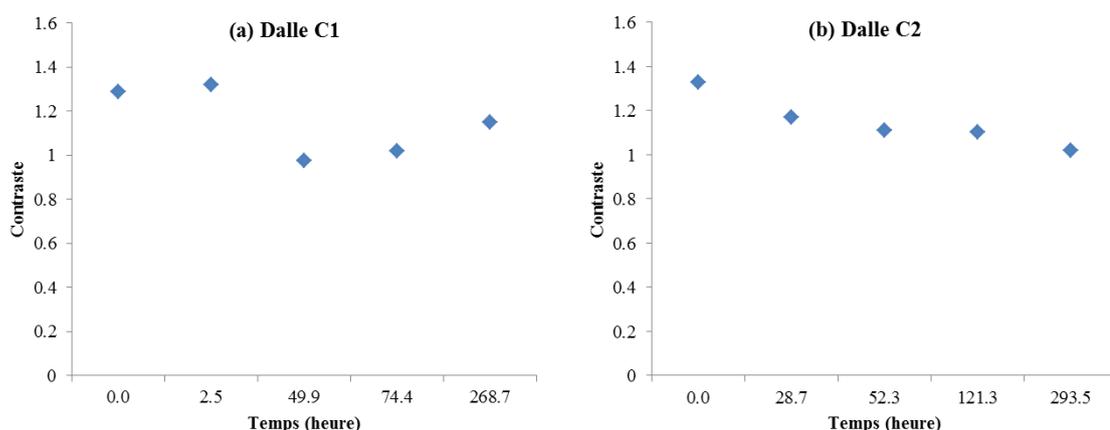
Face	t (heures)	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega.m$ ]	
		<i>m</i>	<i>cv</i>	<i>m</i>	<i>cv</i>
Inférieure (2)	0	152	7.9	114	9.2
	29	104	2.4	89	3.4
	52	95	2.8	85	5.3
	121	96	4.2	87	2.5
	293	81	5.3	80	9.6
Supérieure (1)	0	336	10.6	486	81.2
	29	284	9.8	164	29.5
	52	278	3.3	165	26.4
	121	252	18.4	281	58.7
	293	198	7.6	448	66.6

La figure 3.20 présente les résistivités électriques mesurées ( $\rho_{a5}$  et  $\rho_{a10}$ ) sur les deux faces inférieure et supérieure de la dalle C2 en fonction du temps. Sur la face inférieure, les résistivités électriques diminuent assez rapidement au début de l'essai, de 152 à 105  $\Omega.m$  pour la  $\rho_{a5}$ , de 114 à 89  $\Omega.m$  pour la  $\rho_{a10}$ . Ensuite, elles diminuent lentement jusqu'à la fin de l'essai. Cela correspond à la vitesse d'adsorption de l'eau du béton C2. Il est facile de saturer les premiers centimètres (3-4 cm) du béton au contact de l'eau après quelques 45 heures. Le capteur situé à  $h = 3$  cm informe que l'humidité relative atteint 97% après 27 heures. Au-delà de 3 cm, l'eau continue à remonter dans la dalle, mais la vitesse d'adsorption est très lente. Sur la face supérieure, la  $\rho_{a5}$  est à considérer avec prudence, avec une décroissance progressive qui pourrait révéler une sensibilité à la saturation progressive du béton. Le capteur situé à  $h = 13.5$  cm indique une augmentation d'HR de 80.8 à 86.3% (voir Fig. 3.18b). Cette augmentation est liée aux changements ambiants (l'humidité et la température de l'air) ainsi qu'à la précision de mesure.


**Fig. 3.20. Résistivités électriques mesurées sur deux faces de la dalle C2**

### (c) Évolution du contraste de résistivité

Dans ce paragraphe, le contraste de résistivité a été également déterminé par le rapport  $\rho_{a5}/\rho_{a10}$  dont on utilise seulement les valeurs mesurées sur la face au contact de l'eau. La figure 3.21 présente l'évolution du contraste de résistivité en fonction du temps d'imbibition pour les deux dalles C1 et C2. En utilisant les courbes illustrées dans la figure 3.18, on peut considérer la relation entre le contraste de résistivité et l'humidité relative mesurée aux différentes hauteurs dans la dalle. On observe que la valeur du contraste est de l'ordre de 1.3 initialement car les bétons présentaient les humidités importantes à l'état 0 avec un faible gradient suivant la hauteur de la dalle, entre 78.9-83.4% dans la dalle C1, entre 80.5-87.2% dans la dalle C2. La valeur initiale du contraste peut être plus grande si le gradient d'humidité initial est plus élevé. Au cours de l'imbibition, le contraste de résistivité diminue jusqu'à 1 après 50-75 heures pour le béton C1 et en fin de l'essai (après 293 heures) pour le béton C2. Cette évolution correspond à l'état totalement saturé du béton (HR = 100%) à des hauteurs entre 4-6 cm. Au-delà de 6 cm, les humidités relatives varient de 82.1 à 100% dans la dalle C1, et de 86.3 à 100% dans la dalle C2. L'évolution du contraste de résistivité se fait rapidement pour le béton plus poreux, et lentement pour le béton plus compact. Après 75 heures, le front de saturation totale continue sa progression dans la dalle C1. La résistivité de 5 cm mesurée est quasiment stable, alors que la résistivité de 10 cm mesurée diminue encore. C'est pourquoi la valeur du contraste de résistivité augmente mais reste plus faible que la valeur initiale. Ces résultats montrent que la mesure de la résistivité électrique avec les dispositifs de 5 cm et 10 cm sur une seule face révèle une variation du rapport, qui correspond à une évolution du gradient d'humidité relative (de teneur en eau) dans le béton, effectivement dans une épaisseur réduite de moins de 10 cm. Dans le cas où les mesures sont effectuées sur deux faces opposées d'une structure, il est possible de comparer l'état d'humidité relative entre ces faces.



**Fig. 3.21. Contraste de résistivités en fonction du temps d'imbibition**

En conclusion, le suivi de l'humidité dans le béton par les capteurs ont permis d'estimer le temps d'imbibition de l'eau. L'imbibition spontanée à la verticale se réalise facilement dans une première couche du béton de 3 à 4 cm au contact de l'eau. Les résultats des capteurs

montrent que le béton est saturé à la hauteur de 4 cm par rapport à la face d'imbibition après environ 45 heures. Cette imbibition peut être décrite par la loi de Lucas-Washburn. Pour les positions éloignées de la source d'eau, l'imbibition est plus lente, notamment dans le béton plus compact (ex. le béton C2). La mesure de la résistivité électrique peut également suivre l'imbibition de l'eau dans le béton. Quand le front de saturation totale passe de 0 à 6 cm, les résistivités mesurées sur la face d'imbibition diminuent fortement. Le front de saturation totale continue sa progression dans le béton. La résistivité de 5 cm est quasiment stable tandis que la résistivité de 10 cm diminue lentement qui représente la période de ralentissement de l'adsorption capillaire. De plus, les mesures effectuées avec les dispositifs quadripolaires de 5 cm et 10 cm permettent de déterminer le contraste de résistivité indépendamment des gammes de valeurs. Le contraste de résistivité sensible également aux gradients de teneur en eau. Dans cette étude, il évolue de 1.3 à 1.0 quand le front de saturation totale passe de 0 à 6 cm.

### 3.4. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, les résultats sont obtenus à partir des campagnes expérimentales effectuées sur corps d'épreuve en utilisant certaines techniques de CND telles que la résistivité électrique, les ultrasons et le rebond (scléromètre). Les corps d'épreuve sont des dalles de dimensions  $50 \times 25 \times 12 \text{ cm}^3$  ou  $40 \times 25 \times 15 \text{ cm}^3$  et un mur de dimensions  $100 \times 75 \times 20 \text{ cm}^3$ . Les données mesurées sont analysées en termes de moyenne et de coefficient de variation pour quantifier l'influence de la carbonatation du béton et des gradients de teneur en eau sur des mesures non destructives.

La première partie consiste en trois campagnes de mesures sur des dalles et un mur fabriqués en laboratoire avec un même béton. Ces corps d'épreuve présentent différentes profondeurs de carbonatation de 0 à 20 mm. L'effet de carbonatation est quantifié pour chacun des observables : résistivités électriques de 5 cm et 10 cm, vitesse ultrasonore indirecte et rebond. La variabilité des mesures de CND a été également évaluée à différentes échelles : point (répétabilité), locale et entre dalles de même profondeur de carbonatation. Les conclusions sont résumées :

- La gamme de valeurs de la résistivité électrique est fortement changée en fonction de la profondeur de carbonatation. Elle augmente de 1.5 à 3 fois pour la résistivité électrique de 5 cm, de 1.1 à 1.6 pour la résistivité électrique de 10 cm lorsque la profondeur de carbonatation passe de 0 à 20 mm et le béton est en condition saturé. L'augmentation de résistivités est plus forte si le béton est à l'état de saturation partielle (50%) car la mesure est soumise à la fois les effets de carbonatation et de saturation. Dans les deux cas, la résistivité électrique de 5 cm est plus sensible que celle de 10 cm.
- Les mesures effectuées avec les dispositifs de 5 cm et 10 cm permettent de déterminer le contraste de résistivité, indépendamment des gammes de résistivité des bétons. On indique que le contraste de résistivité sensible à la profondeur de carbonatation. Il évolue de 1.1 à

3.0 pour des profondeurs de carbonatation entre 0-15 mm. Une baisse de contraste est remarquée lorsque la carbonatation atteinte à une profondeur de 20 mm.

- Pour la vitesse ultrasonore indirecte, l'effet de la carbonatation n'est pas visible, contrairement aux variations de teneur en eau. L'écart de vitesse est de l'ordre de 350-550 m/s sur la même dalle à 100% et 50% de saturation.
- Le rebond augmente de 3 points en moyenne sur le béton carbonaté en condition saturé. L'effet de carbonatation est plus remarquable pour le rebond mesuré sur le béton de saturation partielle (ex. le mur en condition ambiante, les dalles à 50% de saturation), un écart de rebond, de 3.5 à 9.5 points, peut être mesuré entre les bétons non carbonaté et carbonaté à une profondeur de 15 ou 20 mm.
- La carbonatation du béton n'influence pas la répétabilité des mesures de CND. Dans le cas du béton saturé, il est seulement notable pour la variabilité locale de la résistivité de 5 cm et du rebond dont les  $cv$  augmentent légèrement. Un écart de  $cv$  de 5% peut être identifié entre les bétons non carbonaté et carbonaté. Cependant, l'effet de la carbonatation sur la variabilité locale des mesures reste faible par rapport à l'effet de la saturation partielle. Le degré de saturation joue un rôle important sur la gamme de valeurs de variabilité des mesures. À l'état de 50% de saturation, la variabilité locale augmente considérablement pour les mesures de résistivité électrique ( $cv = 15-30\%$ ). Elle augmente légèrement pour les mesures de vitesse ultrasonore. Au contraire, les mesures de rebond sont plus variables sur le béton saturé.

La deuxième partie consiste en la caractérisation des gradients de teneur en eau dans le béton. Deux dalles de dimensions 40x25x15 cm<sup>3</sup> sont utilisées en permettant d'étudier deux différents bétons. Un processus d'imbibition spontanée a permis de générer des gradients de teneur en eau dans le béton. L'imbibition spontanée est principalement provoquée par l'adsorption capillaire (la capillarité). Dans chaque dalle, les capteurs ont été positionnés à différents niveaux pour la mesure de l'humidité relative et de la température. Les résultats des capteurs montrent que l'imbibition se réalise facilement dans une première couche du béton de 3-4 cm au contact de l'eau dont le béton est saturé après environ 45 heures. À partir de ce moment, l'imbibition est plus lente, notamment dans le béton plus compact.

Des mesures CND ont accompagné le processus d'imbibition. Les résultats de la résistivité électrique montrent que les mesures effectuées avec les dispositifs quadripolaires de 5 cm et 10 cm permettraient de suivre des gradients de teneur en eau dans le béton, dans une épaisseur réduite de moins de 10 cm. Quand le front de saturation totale passe de 0 à 6 cm, les résistivités mesurées sur la face d'imbibition diminuent fortement, de 1.4 à 2.9 fois. De plus, le contraste de résistivité évolue avec le gradient de teneur en eau. Pour les deux bétons étudiés, la valeur du contraste est égale à 1 lorsque la saturation totale atteint la hauteur de 6 cm. Au-delà de 6 cm, le front de saturation totale continue sa progression dans le béton plus poreux. Par conséquent, la résistivité de 5 cm est quasiment stable tandis que la résistivité de 10 cm diminue très lentement.



## CHAPITRE 4. APPLICATIONS SUR OUVRAGES

### 4.1. AUSCULTATION DU PONT DE MARLY

Dans le projet ACDC-C2D2, le pont de Marly a été retenu pour être ausculté par des techniques non destructives. C'est un ouvrage de type passage inférieur, sur l'autoroute A2, situé à Marly près de Valenciennes (référence 59-A2 P63+0070). Il est constitué de trois ponts parallèles orientés Est-Ouest en s'appuyant sur un ensemble de seize piles. Les ponts Sud et central ont trois piles de 1.72 m de large à la base et 2.9 m de large à 6 m de haut. Le pont Nord a deux piles de 3 m de large à la base et 4.35 m de large à 6 m de haut. L'épaisseur des piles est de 50 cm. La travée principale est de 14.5 m (Fig. 4.1). Deux piles soumises à ce que l'on suppose être a priori des conditions environnementales différentes, du fait d'une exposition différente, sont retenues pour auscultation préalable.



Fig. 4.1. Pont de Marly, près de Valenciennes, France

#### 4.1.1. Analyse de la variabilité spatiale des piles en béton armé

##### 4.1.1.1. Inspection visuelle

L'inspection visuelle est connue comme la méthode la plus simple, ainsi que le premier travail lors de l'auscultation d'un ouvrage. Dans le projet C2D2, elle a été effectuée par des spécialistes français du domaine de l'évaluation. Elle permet de considérer rapidement l'état de la surface des structures étudiées, de détecter des fissurations ou des traces d'altération en surface. Grâce à l'appareil à photo numérique, les résultats sont actuellement enregistrés sous forme d'images photographiques. Sur les piles du pont de Marly, les peintures sont identifiées comme superficielles. Les mesures de résistivité électrique peuvent être perturbées par les peintures ayant une nature métallique. Les défauts ont été localisés dans certaines mailles d'armatures, particulièrement sur la face Ouest de la pile P4. Les fissures ont également été

détectées sur la face Ouest de la pile P8 (Figure 4.2). En fait, ces désordres sont considérés comme des facteurs qui influencent les techniques de CND.

L'histoire du pont a été également étudiée par la consultation des documents existants. Deux piles P4 et P16 ont été choisies au préalable. La pile P4 nommée ZBL se situe au milieu du pont. La pile P16 nommée S se situe à bout du pont sud qui est exposé à des changements climatiques (ex. température, pluie). Les mailles d'armatures ont été repérées à l'avance par un pachomètre. La taille moyenne des mailles est de 25x22 cm<sup>2</sup>.



Fig. 4.2. Peintures et défauts sur les surfaces auscultées

#### 4.1.1.2. Pré-auscultation de l'ensemble des piles par rebond

Une campagne de pré-auscultation de l'ensemble des piles a été réalisée par une technique très rapide (technique de rebond). Quatre mesures ont été effectuées en même hauteur sur chacune des faces. La figure 4.3 présente les valeurs moyennes et les écarts-types qui sont calculés à partir de huit mesures effectuées sur chaque pile. Les résultats montrent que le rebond varie de 46 à 58 entre piles. Un faible écart de rebond est identifié entre deux piles P4 et P16. De plus, la pile P14 (non choisie) peut présenter la résistance mécanique la plus élevée (indice rebond entre 52 et 58). D'autre part, la pile P8 nommée Sadam (choisie après cette campagne) présentait une forte variabilité spatiale ce qui peut être intéressant pour l'analyse de la corrélation spatiale. Cette dernière pile a été donc rajoutée au programme de mesures.

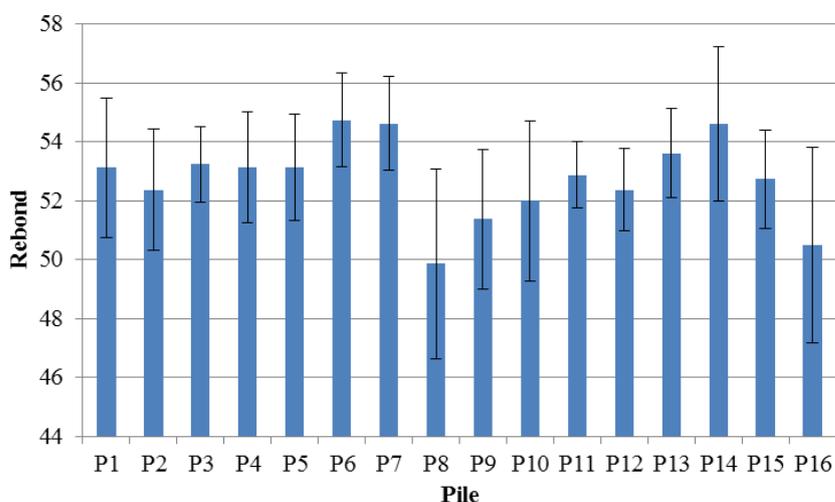


Fig. 4.3. Pré-auscultation de l'ensemble des piles par rebond

### 4.1.1.3. Pré-auscultation des piles P4 et P16

#### (a) Protocole de mesures

Une campagne de pré-auscultation a été réalisée sur la face Est de la pile P4 et sur la face Ouest de la pile P16 avec différentes techniques de CND pour fournir plusieurs observables :

- Amplitude pic à pic radar, notée  $GPR_n$  [LMDC Toulouse] ;
- Résistivité électrique avec le quadripôle de 5 cm et 10 cm, notée  $\rho_{a5}$  et  $\rho_{a10}$  en  $\Omega.m$  [I2M Bordeaux] ;
- Vitesse ultrasonore : indirecte, notée  $V_{ind}$  en m/s [I2M Bordeaux] et directe, notée  $V_{dir}$  en m/s [LMA-LCND Aix] ;
- Rebond [I2M Bordeaux].

Le but de cette étape est d'identifier trois zones, que l'on nommera respectivement A, B, C, correspondant respectivement aux valeurs minimale, maximale et intermédiaire des propriétés du béton. Les dimensions réelles des mailles d'armatures ont été mesurées. Les mailles de pré-auscultation ont été choisies pour considérer une surface maximale au possible. La figure 4.4 présente les positions de ces mailles et leur valeur de rebond. Les mesures ont été effectuées au centre des mailles d'armatures. Pour le rebond, quatre mesures ont été effectuées par maille. Pour les autres observables, une seule mesure a été effectuée par maille pour rester conforme au contexte de pré-auscultation (ensemble des mesures en une seule journée).

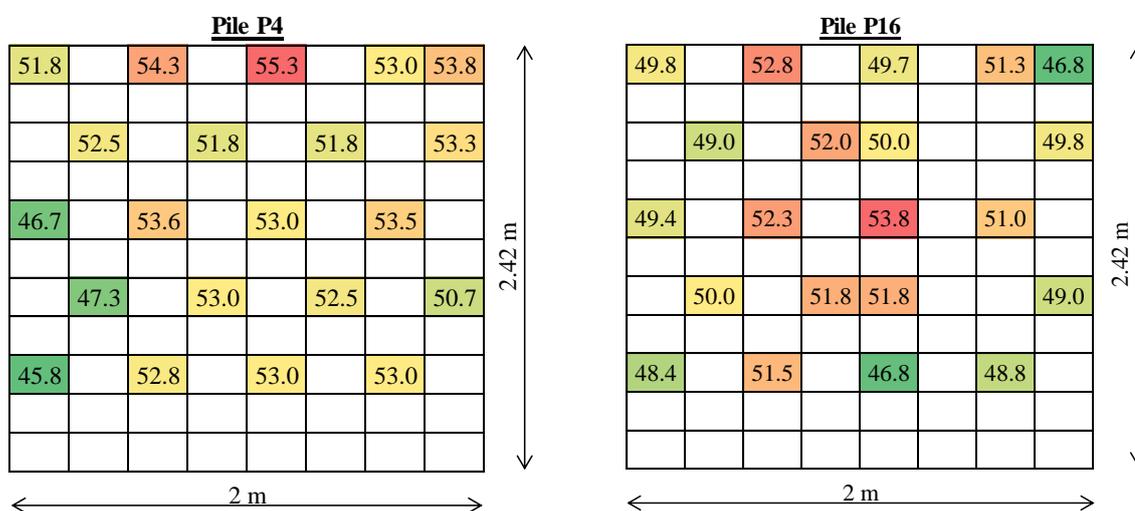


Fig. 4.4. Représentation des mailles de pré-auscultation sur les piles P4 et P16

#### (b) Résultats

Les résultats de pré-auscultation sont résumés dans le tableau 4.1 pour chaque face arrière des piles P4 et P16. Chaque observable est caractérisé par une valeur moyenne ( $m$ ), un écart-type ( $e$ ) et un coefficient de variation ( $cv$  en %) pour toutes les mailles mesurées. Les mesures de résistivité électrique n'ont pas pu être effectuées sur la face Ouest de la pile P16 (mauvais

contact ou forte résistance électrique du matériau). Une dérive temporelle des mesures de résistivité électrique a été enregistrée sur quelques zones de la pile P4. Ces observations ont été également rencontrées lors des mesures par le dispositif Wenner. Ces perturbations peuvent provenir (1) de bétons très résistifs, (2) de base température et (3) de peintures sur la surface mesurée. Seules les valeurs de résistivité électrique du dispositif 10 cm ont été utilisées car elles sont plus stables pour la répétabilité des mesures dans une maille que celles du dispositif 5 cm.

**Tableau 4.1. Résultats de pré-auscultation des piles P4 et P16**

Pile	Indice	$GPR_n$	$\rho_{a10}$ ( $\Omega.m$ )	$V_{ind}$ (m/s)	$V_{dir}$ (m/s)	Rebond
P4-Est	$m$	0.386	496	4638	4518	52.0
	$e$	0.008	96	207	48	2.5
	$cv$ (%)	2.1	19.3	4.5	1.1	4.8
P16-Ouest	$m$	0.392	-	4443	4539	50.3
	$e$	0.010	-	147	75	1.8
	$cv$ (%)	2.5	-	3.3	1.7	3.7

La pile P4 apparaît plus rapide pour la vitesse ultrasonore indirecte. Pour les mesures par transmission directe, c'est quasiment la même vitesse, avec la pile P16 qui apparaît un peu plus rapide. Mais cet écart est négligeable (inférieur à la répétabilité de la mesure 50 m/s). La différence entre les deux observables peut s'expliquer par une variabilité en surface du matériau plus forte qu'au cœur. En effet, en profondeur le matériau est plus homogène avec une faible variabilité de propagation des ondes ultrasonores directes qui traversent la pile sur toute son épaisseur. Les coefficients de variation sont de l'ordre de 1.1 à 1.7% pour la vitesse ultrasonore directe et de 3.3 à 4.5% pour la vitesse ultrasonore indirecte. Un faible écart de rebond a été également identifié entre deux faces de pré-auscultation.

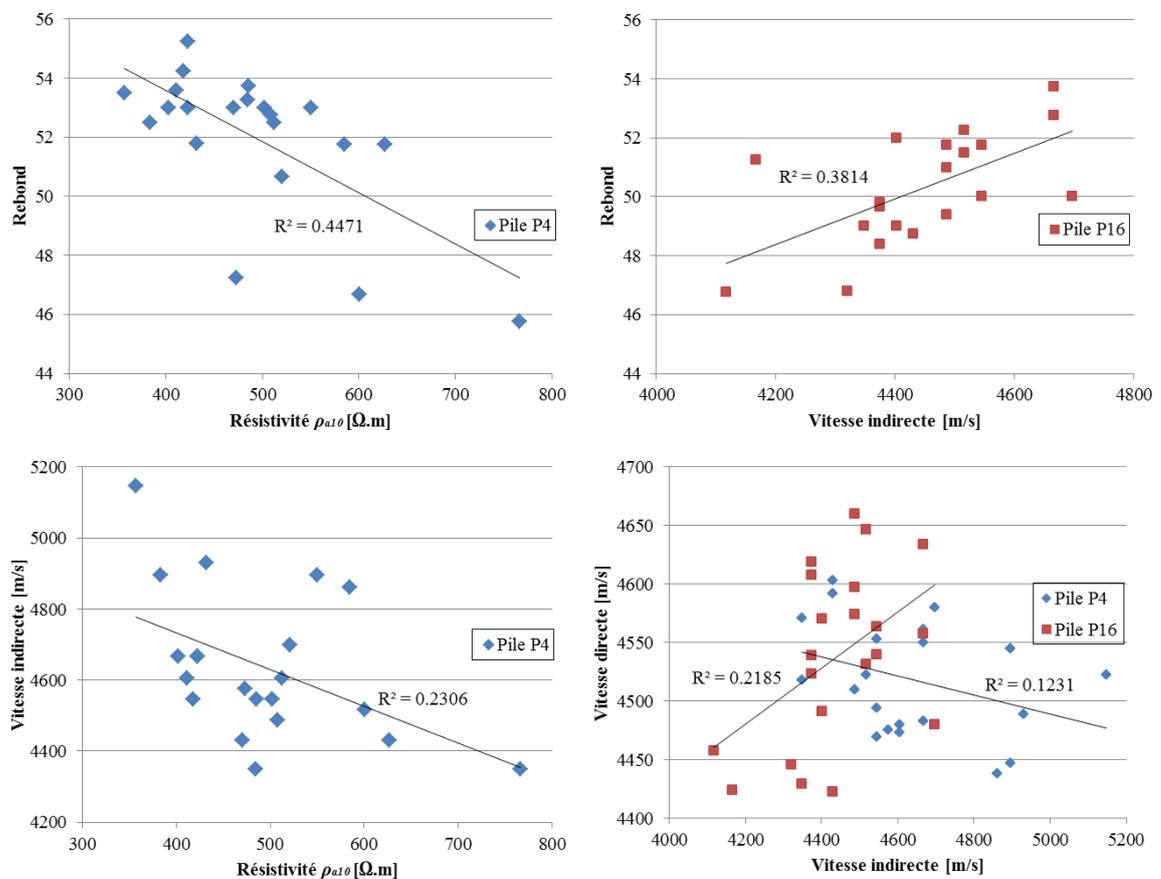
De plus, la permittivité du béton a été également évaluée en utilisant la technique capacitive [IFSTTAR Nantes]. Une permittivité très élevée ( $\approx 10$ ) a été mesurée sur la pile P4 qui pourrait correspondre à un état plus humide. Cela est compatible avec le fait que les mesures de résistivité électrique ont été possibles uniquement sur cette pile. Les mesures radar sont moins contrastées : la pile P16 est un peu moins atténuante, mais la différence est peu marquée avec la pile P4. Le  $cv$  d'amplitude pic à pic radar est quasiment identique entre deux piles, de l'ordre de 2.1-2.5%.

#### 4.1.3.4. Cohérence entre les différentes observables des techniques CND

La corrélation des observables est quantifiée par le coefficient de détermination ( $R^2$ ) d'une régression linéaire. Les valeurs de  $R^2$  sont très faibles, moins de 0.5 pour tous les couples (Fig. 4.5). Une faible corrélation a été identifiée entre la résistivité électrique et le rebond ( $R^2 = 0.45$ ) sur la pile P4-Est, et entre la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond ( $R^2 = 0.38$ ) sur

la pile P16-Ouest. Il n'y a pas de corrélation significative entre les vitesses ultrasonores directe et indirecte ( $R^2 = 0.22$ ). Par contre, la vitesse ultrasonore indirecte semble suivre la même tendance que le rebond du fait qu'ils sont des mesures de surface alors que la vitesse ultrasonore directe traverse toute l'épaisseur de la pile (50 cm). Dans ce cas, on remarque que les mesures de rebond sont cohérentes avec les autres mesures du type surfacique.

Sur la pile P4-Est, certaines faibles corrélations sont également identifiées, par exemple entre la résistivité électrique et la vitesse ultrasonore indirecte ( $r^2 = 0.23$ ). Une explication plausible serait l'influence de la saturation (l'humidité accroît la vitesse et diminue le rebond ainsi que la résistivité). Mais, elle n'est pas confirmée par une autre observable de même nature (amplitude pic à pic radar).



**Fig. 4.5. Corrélation entre les observables mesurées**

En observant les résultats obtenus, sur chaque face des piles P4 et P16, trois zones de mesures ont été choisies pour l'auscultation par l'ensemble des techniques. Chaque zone est constituée de quatre mailles d'armatures. La figure 4.6 présente les positions des zones d'auscultation. L'observation des piles, après la sélection des zones faite sur la seule base des valeurs mesurées révèle que la zone A de la pile P16 correspond à une reprise de bétonnage avec une ségrégation apparente et que la zone A de la pile P4 correspond à une zone ségrégée en surface sur la face Ouest (nid de cailloux). On précise dans le tableau 4.2 les éléments qui ont présidé à la sélection de ces zones et les hypothèses que l'on peut faire sur les propriétés du matériau. L'un des enjeux de la démarche en deux phases pré-auscultation / auscultation est

de vérifier dans quelle mesure ces hypothèses seront confirmées (ou pas) à l'issue d'une auscultation plus approfondie.

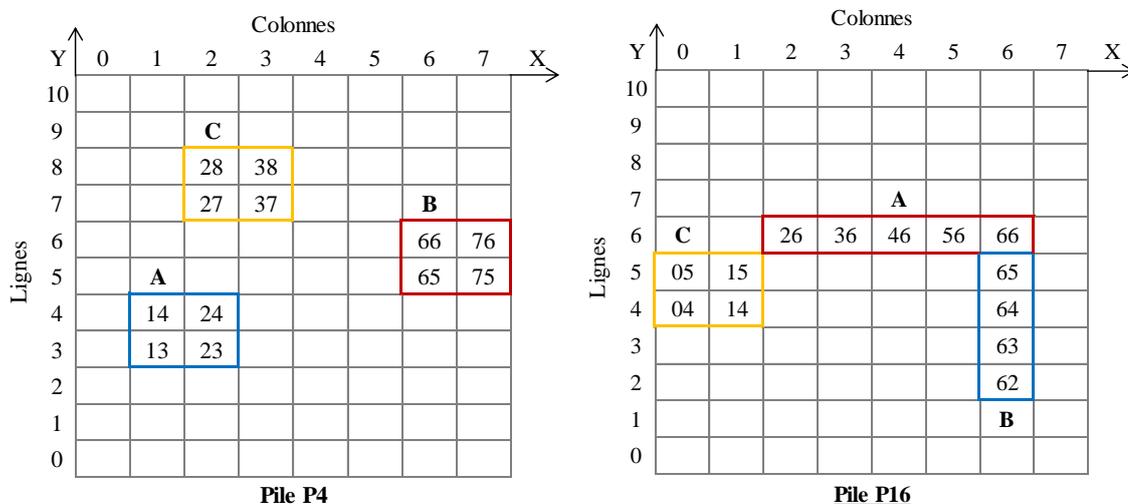


Fig. 4.6. Représentation des zones d'auscultation sur les piles P4 et P16

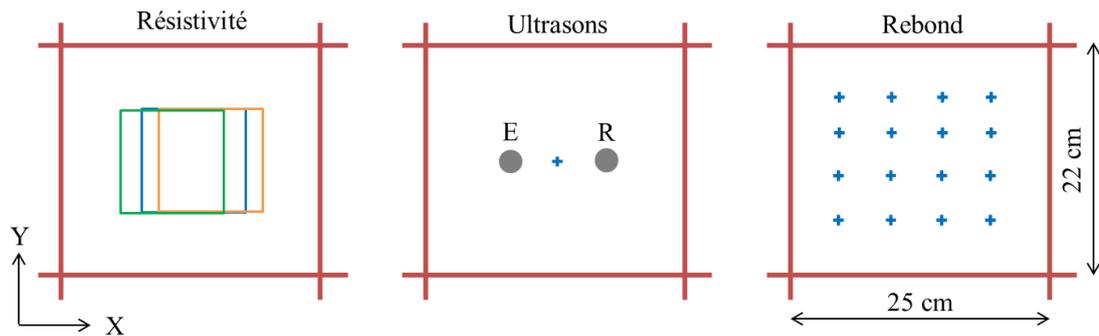
Tableau 4.2. Choix des zones d'auscultation

Pile	Zone	Maille choisie	Raisons de la sélection
P4	A	13-23-14-24	Un carré est attendu présentant la faible résistance.
	B	65-75-66-76	Un carré est attendu présentant la résistance la plus élevée.
	C	27-37-28-38	Un carré est attendu présentant la résistance intermédiaire.
P16	A	26-36-46-(56)-66	Une bande est supposée présentant une résistance la plus élevée. Le gradient de saturation est attendu avec zone plus humide vers la maille 26.
	B	62-63-64-65	Une colonne est attendue présentant la faible résistance, vers le coin inférieur droit de la pile. Un gradient vertical de résistance est attendu.
	C	04-14-05-15	Un carré est attendu présentant la résistance intermédiaire. Zone supposée plus sèche.

#### 4.1.3.5. Auscultation des piles P4 et P16 : variabilité spatiale des mesures CND

Après l'étape de pré-auscultation, les intérêts de trois techniques (résistivité électrique, ultrasons, et rebond) ont été identifiés, soit pour évaluer la variabilité spatiale, soit pour estimer les propriétés du béton (ex. résistance, saturation). La figure 4.7 présente les protocoles de mesures dans les mailles d'auscultation (25x22 cm<sup>2</sup>). La vitesse ultrasonore

indirecte a été mesurée au centre de la maille, avec une distance fixée de 7 cm entre l'émetteur (E) et le récepteur (R). Pour le rebond, seize mesures ont été effectuées avec un écartement régulier de 5 cm dans chaque maille. Dans le cas des mailles déduites (dont l'espacement est inférieur à 30 cm), trois mesures de résistivité électrique par maille ont été réalisées en déplaçant légèrement le dispositif de mesure (1 à 2 cm latéralement). Cependant, on n'a pas pu effectuer les mesures de résistivité électrique sur la face Ouest de la pile P16 (béton trop résistif). Sur la face Est de cette pile, une seule mesure de résistivité électrique par maille a été retenue à cause de la dérive et de l'instabilité des mesures.



**Fig. 4.7. Représentation des positions de mesures dans les mailles d'auscultation**

Les résultats obtenus sont analysés de façon statistique. La variabilité spatiale des mesures de  $CND$  est évaluée à différentes échelles : ponctuelle (seule la résistivité électrique est étudiée), locale (dans une zone) et globale (sur une face de la pile). Une zone auscultée est constituée de quatre mailles d'armatures, soit une superficie équivalente de  $50 \times 44 \text{ cm}^2$ . Sur une face, on peut ausculter au maximum huit mailles horizontales et onze mailles verticales, soit une superficie de  $2.0 \times 2.42 \text{ m}^2$ . Ces surfaces correspondent aux dimensions de zones ( $45 \times 45 \text{ cm}^2$ ) et de dalles ( $2.0 \times 2.45 \text{ m}^2$ ) du site-test en laboratoire. La variabilité est statistiquement quantifiée par le coefficient de variation ( $cv$  en %) des mesures.

À l'échelle ponctuelle, la répétabilité ( $V_R$ ) a été quantifiée uniquement pour la résistivité électrique. Une série de 10 mesures a été effectuée sur le même point au centre de la maille 66 qui se situe dans la zone B sur la face Est de la pile P4. La résistivité électrique de 5 cm ( $\rho_{a5}$ ) a une valeur moyenne de  $985 \Omega.m$ , avec un  $cv$  de 1.8%. La résistivité électrique de 10 cm ( $\rho_{a10}$ ) est égale à  $327 \Omega.m$ , avec un  $cv$  de 1.9%. Ces valeurs de  $cv$  représentent une variabilité très supérieure à celle obtenue au laboratoire à l'échelle d'un point. En laboratoire, la  $V_R$  de la résistivité électrique varie de 0.2 à 0.6% comme mesuré sur les dalles des bétons de 25 à 45 MPa. Dans les projets SENSO et APPLLET, elle a été quantifiée de l'ordre de 0.5 à 0.7% sur éprouvettes (Lataste 2012b).

Les résultats d'auscultation sont résumés dans le tableau 4.3 pour quatre observables : résistivité électrique ( $\rho_{a5}$  et  $\rho_{a10}$  en  $\Omega.m$ ), vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s) et rebond qui ont été mesurés sur les faces Est et Ouest des piles P4 et P16. Chaque observable est caractérisé sous forme de valeur moyenne ( $m$ ) et de coefficient de variation ( $cv$ ) en % à la fois

à l'échelle locale ( $V_L$ ) de la zone auscultée et à l'échelle globale ( $V_G$ ) de la pile. À l'échelle locale, les valeurs de  $cv$  sont les moyennes des  $cv$  obtenus dans chaque zone auscultée.

**Tableau 4.3. Résultats d'auscultation : moyenne ( $m$ ) et coefficient de variation ( $cv$  en %)**

Pile	Face	Echelle	$\rho_{a5}$ [ $\Omega.m$ ]		$\rho_{a10}$ [ $\Omega.m$ ]		$V_{ind}$ [m/s]		Rebond		
			$m$	$cv$	$m$	$cv$	$m$	$cv$	$m$	$cv$	$cv^*$
P4	Est	$\bar{V}_L$		12.1		16.9		3.5		3.6	6.5
		$V_G$	1424	13.0	513	19.5	4633	4.0	53.1	3.7	6.7
	Ouest	$\bar{V}_L$		12.0		18.3		3.5		2.9	6.5
		$V_G$	1348	17.7	518	17.3	4780	4.9	51.9	3.4	6.9
P16	Est	$\bar{V}_L$		36.3		34.5		1.9		2.4	7.1
		$V_G$	776	40.5	269	36.3	4440	2.7	51.7	2.4	7.4
	Ouest	$\bar{V}_L$						2.3		2.4	5.9
		$V_G$					4494	3.0	52.3	2.4	5.8

Pour la résistivité électrique, la première remarque est que les mesures n'ont pas été possibles sur la face Ouest de la pile P16. Par contre, les mesures ont été effectuées sur la face Est de cette pile (sauf les mailles 14, 63, 65), avec une dérive de la répétabilité des mesures. C'est pourquoi, une seule valeur de résistivité électrique a été retenue dans chaque maille mesurée pour cette pile. La variabilité spatiale de la résistivité électrique est plus élevée pour la pile P16 aux deux échelles locale et globale, de l'ordre de 35 à 40%. Dans ce cas, le résultat de résistivité électrique est moins fiable pour des analyses fiabilistes, en particulier pour évaluer la variabilité spatiale des propriétés de la pile P16. Cela peut expliquer une forte résistance électrique du béton, un béton de forte résistance, soit un béton carbonaté.

Les mesures de résistivité électrique ont été possibles sur les deux faces de la pile P4. La gamme de valeur est de l'ordre de 1300 à 1400  $\Omega.m$  pour la  $\rho_{a5}$ , et de 500  $\Omega.m$  pour la  $\rho_{a10}$ . Les résultats sont comparables avec la pré-auscultation. Le contraste de résistivité électrique est très faible entre les deux faces de cette pile. La variabilité locale est relativement forte, de l'ordre de 12% pour la  $\rho_{a5}$ , et plus variable pour la  $\rho_{a10}$ , de l'ordre de 16.9 à 18.3%. Les valeurs de  $cv$  à l'échelle globale sont de l'ordre de 13 à 20% qui correspondent à celles observées sur les dalles D2 et D3 du site-test en laboratoire.

Les résultats des vitesses ultrasonores indirectes donnent la même information qu'en pré-auscultation. La pile P4 est plus rapide et plus variable dans les zones mesurées et à l'échelle de la pile. Les vitesses sont de l'ordre de 4600 à 4800 m/s sur la pile P4, et de 4400 à 4500 sur la pile P16. Comme prévu, les valeurs maximales des vitesses ont été identifiées dans la zone B de la pile P4 et dans la zone A de la pile P16 à la fois sur deux faces Est et Ouest (voir Annexes 4.1 et 4.2). Les valeurs de  $cv$  à l'échelle globale sont calculées sur la base de 12 mesures individuelles dans chaque face. Elles sont de l'ordre de 4.0 à 4.9% pour la pile P4 et de 2.7 à 3.0% pour la pile P16. Elles sont comparables avec les  $cv$  qui ont été calculés sur la

base de 21 mesures individuelles dans l'étape de pré-auscultation. La variabilité globale de vitesse est plus grande que sa variabilité locale, mais la différence reste faible (0,5 à 1% en absolu). La différence de  $cv$  entre les zones auscultées (A, B, C) est également marquée. Les valeurs de  $cv$  varient de 2.0 à 5.0% entre les zones auscultées de la pile P4, de 1.1 à 3.1% entre les zones auscultées de la pile P16. Il existe des zones auscultées qui présentent une variabilité de vitesse plus élevée, par exemple la zone A de la pile P4, avec un  $cv$  de 5.0% sur la face Ouest et un  $cv$  de 4.7% sur la face Est.

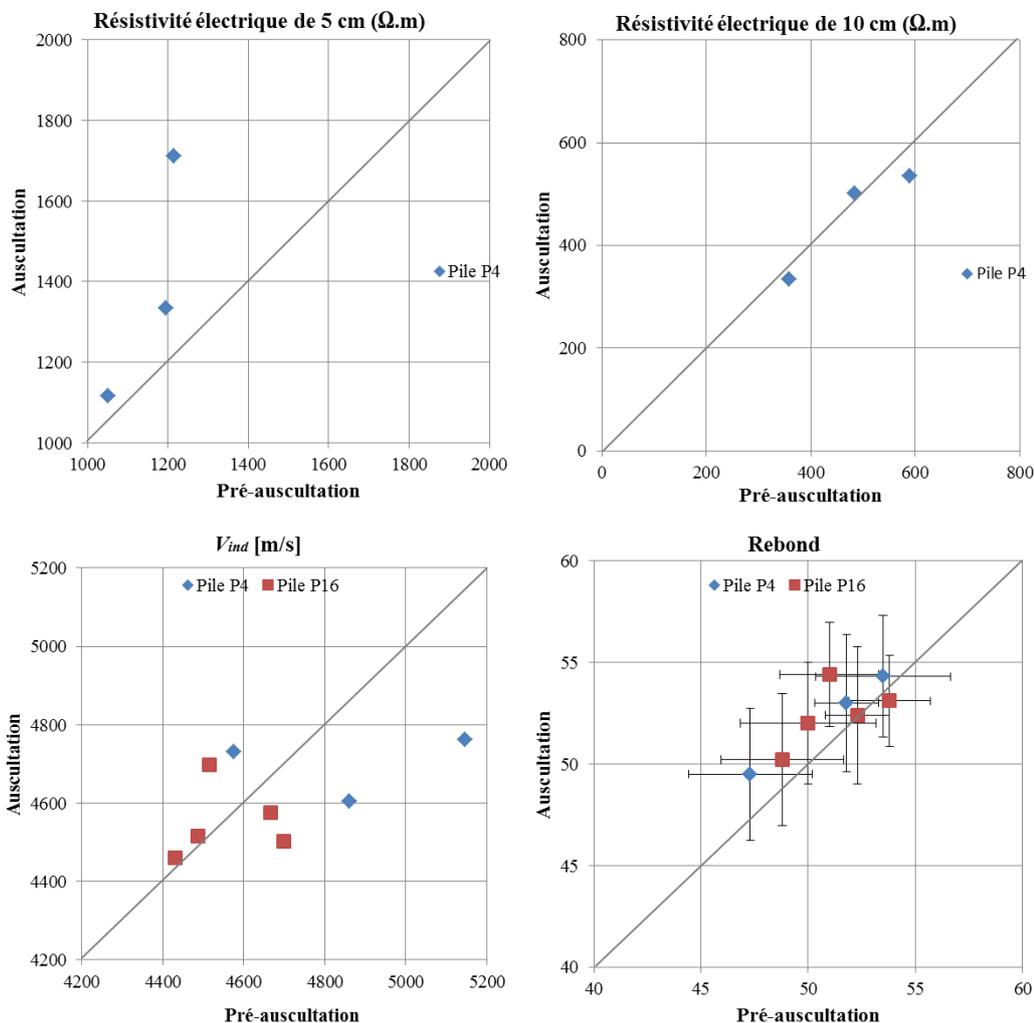
Une faible différence de la valeur moyenne du rebond est notée entre les faces Est et Ouest, de l'ordre de 0.5 à 1.5. Comme prévu, les valeurs maximales de rebond ont été identifiées dans la zone B de la pile P4, et dans la zone A de la pile P16 (voir Annexes 4.3 et 4.4). Les valeurs de  $cv$  sont calculées de deux façons : (a) sur un ensemble de 12 valeurs moyennes déduites des mesures faites dans chaque maille d'armature, ce qui correspond au  $cv$  sur les valeurs que l'on obtiendrait en suivant les recommandations habituelles (la valeur du rebond dans une zone est issue de la moyenne d'une dizaine de répétitions autour d'un même point), (b) sur toutes les valeurs individuelles, noté  $cv^*$ . Dans les deux cas, on obtient le même ordre de grandeur pour le rebond en comparant les deux échelles locale et globale. Les variabilités spatiales de rebond sont les mêmes pour les différentes zones de mesure et toutes les faces. Elles varient de 2.4 à 3.7% suivant le calcul (a). Ces valeurs sont plus faibles que les valeurs observées lors de la pré-auscultation, de l'ordre de 3.7 à 4.8% sur la base de 21 valeurs moyennes de rebond (Tableau 4.1). Une différence de variabilité spatiale est également marquée entre les zones auscultées, par exemple, le rebond est moins variable dans la zone C de la pile P4, de l'ordre de 0.8 à 1.6%, mais plus variable dans la zone A de cette pile, de l'ordre de 4.7 à 5.7%. En ce qui concerne le  $cv$  calculé à partir des valeurs individuelles (b), il est du même ordre de grandeur que celui observé sur les dalles du site-test en laboratoire, de l'ordre de 5.8 à 7.4%.

Les résultats obtenus affirment le choix des zones d'auscultation à l'aide de l'étape de pré-auscultation. Sur chaque pile auscultée, les mesures de CND représentent une faible différence de variabilité entre deux échelles locale et globale. La différence entre les faces Est et Ouest de la même pile est faible. En dépit des mesures de résistivité électrique, la différence entre deux piles auscultées est également faible, avec un écart de moins de 350 m/s pour la vitesse ultrasonore indirecte et un écart de moins de 1.5 pour le rebond. Par ailleurs, les mesures de résistivité électrique peuvent prédire une différence d'humidité en surface entre deux piles. Dans ce cas, on peut indiquer qu'il existe une faible variabilité spatiale du béton sur les deux piles.

#### 4.1.3.6. Cohérence entre pré-auscultation et auscultation

On peut encore analyser la cohérence entre les mesures effectuées dans les mêmes zones et avec les mêmes techniques lors de la phase de pré-auscultation et lors de l'auscultation. Cette analyse a été réalisée pour quatre observables : la résistivité électrique de 5 cm ( $\rho_{a5}$  en

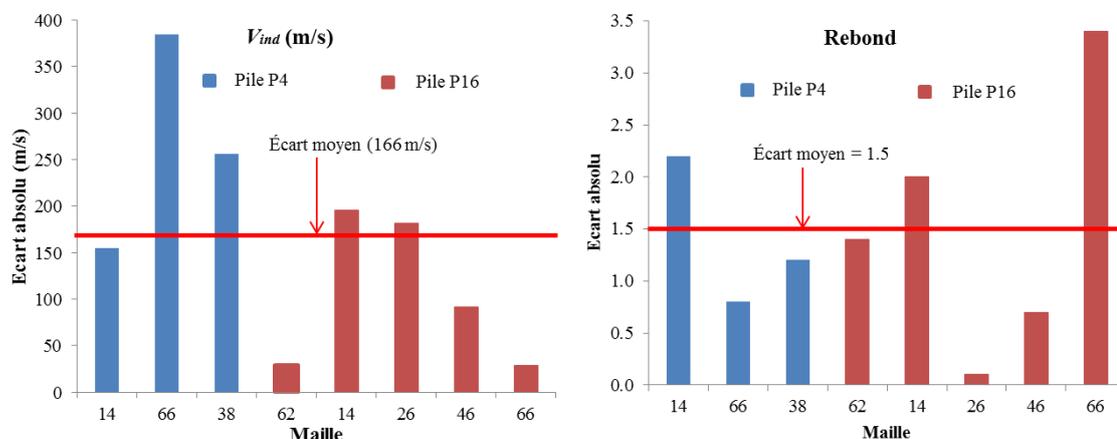
$\Omega.m$ ), la résistivité électrique de 10 cm ( $\rho_{a10}$  en  $\Omega.m$ ), la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s) et le rebond. Elle porte sur huit mailles communes : les mailles 14, 66 et 38 de la pile P4 et les mailles 62, 14, 26, 46 et 66 de la pile P16. La figure 4.8 compare les valeurs mesurées lors des deux campagnes de mesures.



**Fig. 4.8. Illustration de la cohérence des mesures de pré-auscultation et d'auscultation**

Les graphes montrent globalement une certaine cohérence entre les deux séries de mesures, en dépit de la faible étendue de variation des mesures, qui révèle que le matériau est globalement plutôt homogène (pas de contraste marqué, pas de gros défauts...). Pour la résistivité électrique, seules trois mailles de la pile P4 sont analysées car la mesure était impossible sur la pile P16-Ouest. Les valeurs de  $\rho_{a10}$  sont plus stables que les valeurs de  $\rho_{a5}$ . Les gammes de ces valeurs sont inchangées, sauf la valeur de  $\rho_{a5}$  dans la maille 14 de la pile P4 (avec un écart de 497  $\Omega.m$ ). Pour la vitesse ultrasonore indirecte, la cohérence entre deux séries de mesures est moins nette, les écarts de vitesse sont de l'ordre de 155 à 385 m/s pour la pile P4 et de 30 à 200 m/s sur la pile P16 (Fig. 4.9a). Pour le rebond, il existe un léger décalage entre deux séries de mesures. Les valeurs auscultées sont globalement plus élevées que les valeurs de pré-auscultation. Les écarts moyens entre les deux séries de mesure sont de l'ordre de : (i) 233  $\Omega.m$  pour la  $\rho_{a5}$ , soit un  $cv$  de 16.8%, (ii) 33  $\Omega.m$  pour la  $\rho_{a10}$ , soit un  $cv$  de

7.2%, (iii) 166 m/s pour la vitesse ultrasonore indirecte (Fig. 4.9a), soit un  $cv$  de 3.6%, (iv) 1.5 pour le rebond (Fig. 4.9b), soit un  $cv$  de 2.8%. Les valeurs de  $cv$  sont du même ordre que celles observées pour la variabilité globale. Elles confirment que les écarts résultent de la variabilité irréductible liée à la mesure à l'échelle de la pile.

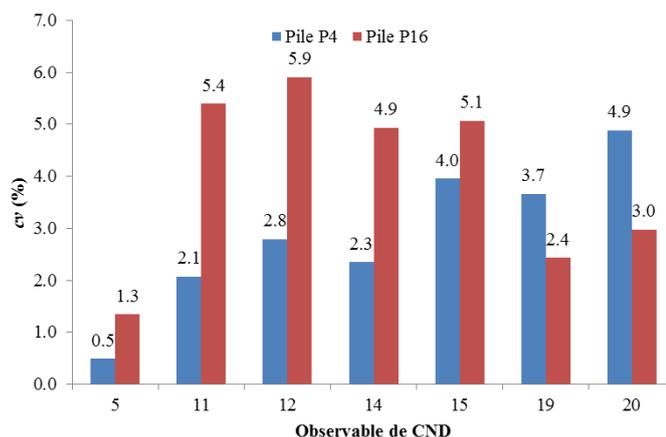


**Fig. 4.9. Écart de (a) vitesse et (b) rebond entre pré-auscultation et auscultation**

L'ensemble des constats faits à ce stade semble conduire à l'idée que les variations observées résultent principalement de la variabilité irréductible à l'échelle de la pile dans des composants « homogènes ». La cohérence entre mesures effectuées dans les phases de pré-auscultation et d'auscultation semble confirmer l'existence d'un faible contraste interne. La difficulté provient de la faiblesse de ce contraste, car des lois calibrées à partir des mesures fortement influencées par le bruit peuvent fournir des estimations de médiocre qualité.

#### 4.1.3.7. Comparatif entre variabilité spatiale des piles P4 et P16

La variabilité spatiale à l'échelle de la pile ( $V_G^P$ ) est également étudiée par le coefficient de variation  $cv$  de chaque observable en se basant sur l'ensemble des valeurs moyennes observées dans toutes les mailles auscultées pour chacune des deux piles. Les valeurs de  $cv$  sont présentées dans la figure 4.10 pour les observables (obs.) N°5, 11, 12, 14, 15, 19, 20 (cf. Annexe 4.1) qu'ont été mesurés sur les deux piles. La variabilité globale la plus faible est obtenue pour la vitesse ultrasonore directe (obs.5), de l'ordre de 0.5 à 1.3%. Pour les autres observables, les valeurs de  $cv$  varient de 2.0 à 6.0%. Les variabilités plus élevées proviennent (a) soit d'une moins bonne précision de mesure ( $V_R$  et  $V_L$  plus fortes), (b) soit de la sensibilité à un paramètre incontrôlé auquel le premier observable serait peu sensible. Cette seconde explication est moins plausible. On peut en déduire que le  $cv$  lié à la variabilité spatiale, à l'échelle de la pile, des grandeurs auxquelles les observables sont sensibles, est de l'ordre de quelques pourcents.



**Fig. 4. 10. Variation du cv pour chaque observable des piles P4 et P16**

Les différences de propriétés entre les piles peuvent être analysées à partir des différences entre les valeurs moyennes des observables. La différence est considérée significative si la différence des moyennes est « grande » par rapport au degré de variabilité interne à chaque pile. Selon ce critère, les seules différences significatives apparaissent pour :

- la vitesse ultrasonore indirecte (observable N° 20), mais ces différences sont dues à plusieurs valeurs de vitesse douteuses sur la pile P4 (> 5000 m/s) ;
- les résistivités électriques (observables N° 11 et 12), avec des valeurs plus faibles pour la pile P16, mais cette pile n'a pas été totalement auscultée, les mesures s'avérant impossibles en certains points ;
- la vitesse ultrasonore directe (observable N° 5), avec une vitesse moyenne supérieure de 70 m/s dans la pile P16, alors que les écart-types sont respectivement de 22 m/s et 62 m/s pour les piles P4 et P16.

Cette dernière différence est la seule qui puisse être révélatrice d'un écart entre les deux piles. Elle n'est cependant pas corroborée par d'autres observables (notons que l'observable 5 est par ailleurs celui dont la qualité est la meilleure).

Il est plausible que les deux piles ont été coulées avec le même béton mais avec deux gâchées (une pour chaque pile). Le test comparatif des variabilités entre les deux piles a été effectué par le calcul d'un critère  $I$  décrit dans l'équation 4.1.

$$I = \left| \log \left( \frac{VAR.P(P4)}{VAR.P(P16)} \right) \right| \quad (4.1)$$

Les résultats de ce calcul sont présentés dans la figure 4.11 qui montre un coefficient faible (inférieur à 0.9) sachant qu'un coefficient significatif a été fixé à un seuil de 0.6 (SENSO 2009). La plupart des observables montre un coefficient non significatif et donc les deux piles sont d'une composition identique et les gâchées ont des propriétés très proches. Cependant, deux observables N° 5 et 11 semblent indiquer un contraste des propriétés entre les deux piles. Les vitesses ultrasonores directes (obs.5) obtiennent un coefficient supérieur à

0.6, de l'ordre de 0.90 qui montre probablement un contraste de résistance mécanique. La résistivité électrique (obs.11) a également détecté un contraste d'humidité entre les deux piles, avec un coefficient de 0.7. On estime que deux piles P4 et P16 ont été coulées dans deux gâchées différentes avec le même béton. Lors de l'auscultation, elles présentent probablement un contraste de résistance mécanique et d'humidité (la pile P4 est plus humide en surface que la pile P16).

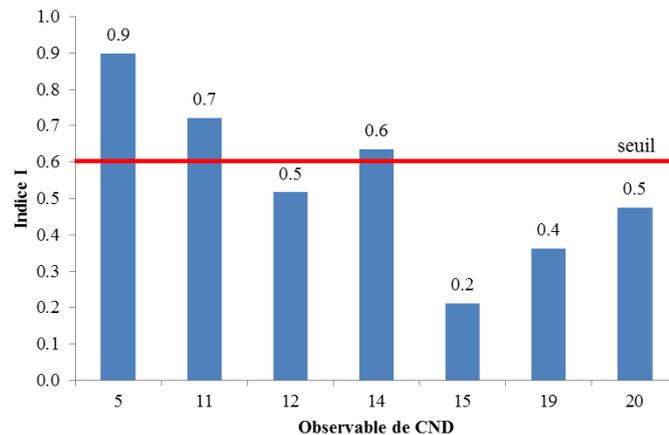


Fig. 4.11. Variabilité entre les deux piles pour l'ensemble des observables

#### 4.1.2. Évaluation de la résistance mécanique du béton - combinaison et recalage

Fiabiliser l'évaluation non destructive des propriétés mécaniques du béton, en particulier la résistance à la compression  $f_c$  est un enjeu pour les gestionnaires d'ouvrages. L'évaluation de la résistance du béton consiste à utiliser un modèle empirique reliant la résistance aux données CND issues d'une seule technique ou d'une combinaison de plusieurs techniques. La précision de l'estimation des propriétés in situ dépend de la pertinence et de la qualité du modèle d'une part et de la précision des mesures non destructives d'une autre part (Breysse 2013). On réalisera ici trois approches : (a) une évaluation en utilisant les modèles identifiés en laboratoire (b) une évaluation par régression multiple, (c) une évaluation en utilisant la méthode SonReb (Facaoaru 1993). Enfin, nous présenterons une application du théorème de Bayes pour la prise en compte de l'incertitude des mesures CND.

##### 4.1.2.1. Évaluation en utilisant les modèles identifiés en laboratoire

En laboratoire, les modèles identifiés consistent à utiliser les mesures non destructives sur les dalles du site-test (cf. Chapitre 2). On exploite ici les modèles simples décrits par les équations 4.2 – 4.4, avec la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s) et le rebond ( $R$ ) pour évaluer la résistance à la compression ( $f_c$  en MPa) des piles P4 et P16.

$$f_c^* = 3.14 \times 10^{-9} \times V_{ind}^{2.805} \quad (4.2)$$

$$f_c^* = 1.36 \times R^{0.962} \quad (4.3)$$

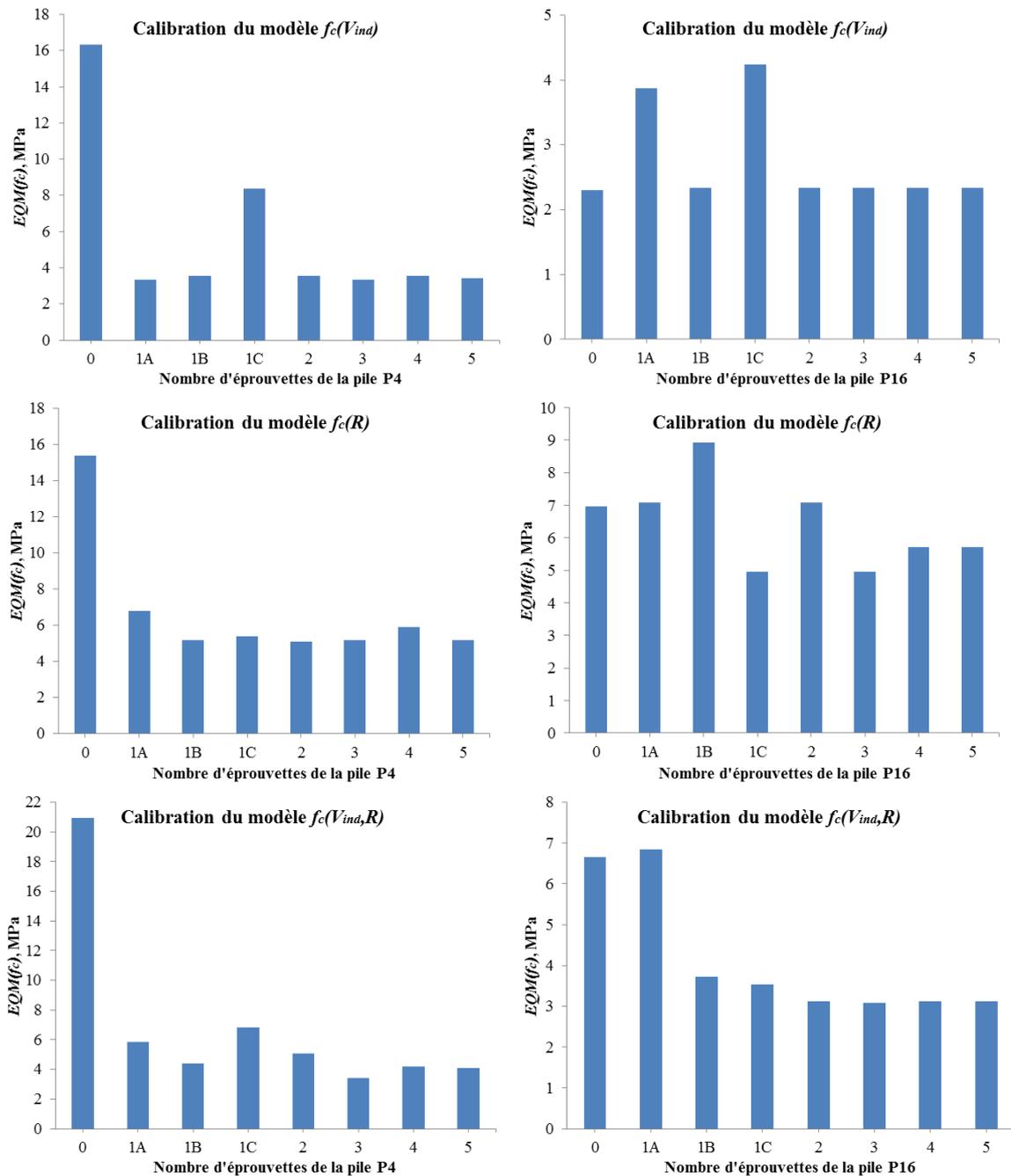
$$f_c^* = 2.04 \times 10^{-6} \times V_{ind}^{1.783} \times R^{0.566} \quad (4.4)$$

La calibration de ces modèles paraît indispensable car ils sont identifiés pour les bétons jeunes du site-test dont la résistance varie de 25 à 45 MPa. De plus, ils ont été calibrés en laboratoire sur des éprouvettes cubiques de 15 cm. Pour les piles, la procédure de calibration des modèles a été effectuée selon les étapes suivantes : (i) calibration par une éprouvette (1A) ayant la valeur mesurée minimale, (ii) calibration par une éprouvette (1B) ayant la valeur mesurée maximale, (iii) calibration par une éprouvette (1C) dont la valeur mesurée est intermédiaire, (iv) calibration par deux éprouvettes extrêmes (min et max), (v) calibration par trois éprouvettes (min, max, intermédiaire), (vi) calibration par quatre éprouvettes et (vii) calibration en utilisant cinq éprouvettes. L'erreur quadratique moyenne (EQM) entre les valeurs estimées par le modèle utilisé et les valeurs mesurées sur les carottes de la résistance à la compression est calculée pour chaque méthode de calibration. Cette procédure vise à étudier l'influence du nombre d'éprouvettes utilisées.

Les résultats de l'EQM sont présentés dans les graphiques de la figure 4.12, en fonction du nombre d'éprouvettes utilisées pour chaque pile. Un nombre d'éprouvettes égal à 0 indique que l'EQM est calculée avec le modèle sans calibration.

Les modèles de laboratoire sans aucune calibration fonctionnent assez bien pour la pile P16 ayant la résistance mesurée moyenne de 55.5 MPa, les valeurs de l'EQM étant moins de 7.0 MPa. Le modèle  $f_c(V_{ind})$  permet d'obtenir une bonne estimation de résistance avec une EQM de 2.3 MPa. Cependant, la résistance est surestimée par les trois modèles pour la pile P4 ayant la résistance mesurée moyenne de 46.3 MPa, avec les EQM très élevées variant de 15.4 à 20.9 MPa. Le modèle  $f_c(V_{ind})$  donne les meilleurs résultats en comparant les trois modèles utilisés. Avec calibration, l'EQM diminue rapidement. Dans les premières étapes de calibration, on n'utilise qu'une éprouvette, mais présentant des valeurs mesurées différentes, les valeurs obtenues d'EQM sont donc changées, avec un écart type de 1 à 3 MPa. L'EQM dépend de la variabilité des mesures non destructives, notamment dans le cas des modèles simples. La valeur d'EQM est plus élevée dès que la variabilité de CND est plus forte.

Si plus de deux éprouvettes ont été utilisées, les valeurs d'EQM sont globalement inchangées. Une calibration reposant sur trois éprouvettes présentant les valeurs mesurées extrêmes (maximale, minimale, intermédiaire) de la résistance à la compression des bétons semble être une option intéressante pour calibrer les modèles. Après la procédure de calibration, les nouveaux modèles  $f_c(V_{ind})$  et  $f_c(V_{ind}, R)$  permettent d'obtenir les mêmes résultats, avec une faible EQM de l'ordre de 2 à 4 MPa. Le nombre d'éprouvettes affecte la précision d'estimation des propriétés du béton. L'EQM de la résistance mécanique peut diminuer environ 4 MPa quand on utilise trois éprouvettes au lieu d'une seule éprouvette lors de la calibration du modèle.



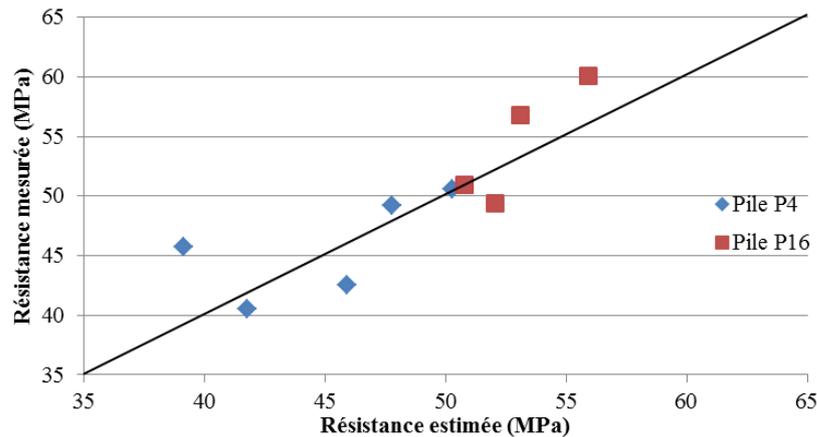
**Fig. 4.12.** EQM de la résistance mécanique en fonction du nombre d'éprouvettes utilisé lors de la calibration des modèles

Par la suite, les modèles décrits par les équations 4.5 et 4.6 ont été utilisés pour quantifier la variabilité de la résistance à la compression à différentes échelles : (i) locale ex. dans les zones auscultées, (ii) globale, ex. à l'échelle de la pile, et (iii) à l'échelle de l'ensemble des piles (les deux piles P4 et P16). Ces modèles sont obtenus par la calibration du modèle de laboratoire (Eq. 4.4) faite sur les trois éprouvettes extrêmes de chaque pile.

$$f_c^*(P4) = 1.39 \times 10^{-6} \times V_{ind}^{1.783} \times R^{0.566} \quad (4.5)$$

$$f_c^*(P16) = 1.79 \times 10^{-6} \times V_{ind}^{1.783} \times R^{0.566} \quad (4.6)$$

Une comparaison entre les valeurs estimées par ces modèles et les valeurs mesurées sur les carottes de la résistance à la compression est présentée dans la figure 4.13. Les résultats montrent que l'EQM est faible, moins de 3.5 MPa pour les deux piles. On suppose que les prélèvements extraits des zones A et B (cf. Tableau 4.2) représentent la variation vraie de la résistance mécanique du béton sur chaque pile. Les résistances mesurées varient de 40.5 à 50.6 MPa sur la pile P4, et de 49.4 à 60.1 MPa sur la pile P16. La pile P16 est plus rigide que la pile P4, d'ailleurs la variabilité de la résistance mesurée est quasiment identique entre les deux piles, avec un  $cv$  d'environ 9%.



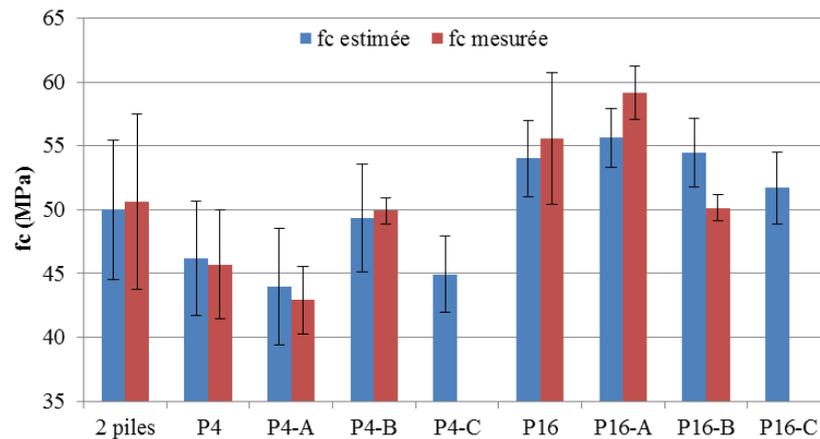
**Fig. 4.13. Comparaison entre les valeurs estimées par les modèles de laboratoire et les résistances mesurées sur les carottes**

La variabilité de la résistance à la compression est présentée dans la figure 4.14 à différentes échelles (locale et globale). On y distingue les valeurs mesurées (à partir des résistances obtenues sur carottes) et les valeurs estimées (à partir des résistances calculées par le modèle empirique des équations 4.5 et 4.6). La résistance mécanique est en moyenne de 50.0 MPa, avec un écart-type de 5.5 MPa. Les résultats montrent une différence de résistance entre les deux piles, une valeur moyenne de 46.2 MPa pour la pile P4 et de 54.0 MPa pour la pile P16. Les résistances estimées sont comparables avec celles mesurées sur les carottes. Le modèle décrit par l'équation 4.6 permet d'obtenir une évaluation très juste sur la variabilité globale de la résistance mécanique pour la pile P4. Cependant, le modèle utilisé pour la pile P16 (Eq. 4.5) fournit une sous-estimation sur la variabilité globale de la résistance mécanique. Cela peut être lié à la différence de la variabilité globale des mesures non destructives (vitesse ultrasonore indirecte, rebond) entre les deux piles. Les résultats d'auscultation ont montré que la pile P16 est plus résistante (toutefois une plus forte vitesse a été mesurée sur la pile P4). La variabilité globale de la vitesse ultrasonore indirecte est aussi plus élevée sur cette pile, avec un  $cv$  supérieur à 4%.

À l'échelle locale, les deux piles révèlent une variation de la résistance à la compression entre les zones auscultées, avec l'ordre  $B > C > A$  pour la pile P4, et  $A > B > C$  pour la pile P16. La variabilité locale est plus élevée sur la pile P4, avec un écart-type estimé de 3 à 4.5 MPa correspondant aux valeurs de  $cv$  de 6.7 à 10.3% entre les zones. Cette variabilité est assez forte et provient de la variabilité intrinsèque du béton, de la répétabilité des mesures, et

aussi de la différence entre les deux faces de la pile P4. Elle est plus grande que celle mesurée sur les carottes. On note que la variabilité locale mesurée est moins fiable à cause du nombre limité des carottes dans chaque zone (2 ou 3 carottes par zone).

La variabilité locale est moins forte sur la pile P16, avec un écart-type estimé de 2.3 à 2.8 MPa correspondant aux valeurs de  $cv$  de 4.2 à 5.4%. Ce résultat peut être expliqué par une faible variabilité intrinsèque du béton et une différence non significative entre les deux faces de cette pile (cf. Tableau 4.3).



*Fig. 4.14. Variabilité de la résistance mécanique estimée en utilisant les modèles de laboratoire à différentes échelles*

#### 4.1.2.2. Évaluation par l'utilisation de la loi SonReb

Le principe consiste à estimer la valeur de la résistance à la compression ( $f_c$  en MPa) à partir des mesures de la vitesse des ondes de compression ( $V_{dir}$  en m/s) et du rebond ( $R$ ). Dans la littérature, on trouve que les modèles empiriques sont très variables en termes de forme et de leurs paramètres. Un modèle de loi puissance a été choisi (Eq. 4.7), en fixant les trois paramètres du modèle (leurs valeurs résultent d'une expertise préalable et s'avèrent aptes à bien décrire les jeux de mesures de la littérature). La phase de calibration ne porte que sur la constante multiplicative  $a$ , les exposants étant supposés inchangés. Cette procédure est plus robuste qu'une procédure qui permettrait d'identifier les trois paramètres en minimisant l'erreur par rapport au jeu de données observées (elle donne un moins bon résultat en termes de EQM mais est plus stable, moins dépendante de la faible qualité des données et conserve le sens physique, évitant par exemple d'obtenir des exposants négatifs).

$$f_{c_j}^* = a \times V_{dir}^b \times R^c = 1.15 \times 10^{-10} \times V_{dir}^{2.6} \times R^{1.3} \quad (4.7)$$

La procédure de calibration consiste à calculer un coefficient  $k_i$  en fonction du nombre des valeurs mesurées de  $f_c$ . La valeur de  $k_i$  a été calculée pour plusieurs cas possibles : (1) calibration sur la pile P4, (2) calibration sur la pile P16, et (3) calibration sur les deux piles P4 et P16. On en déduit une valeur calibrée  $a_i$  pour la constante multiplicative  $a$  par l'équation 4.8 pour chaque cas, avec  $f_{c_j}$  et  $f_{c_j}^*$  sont respectivement les résistances mesurées et estimées

dans la même maille d'armatures  $j$ ,  $n$  est le nombre de mailles d'armatures dans lesquelles les carottages ont été prélevées ( $n = 5$  pour chaque pile,  $n = 10$  pour les deux piles). Le tableau 4.4 représente les résultats de la résistance estimée pour chaque cas de calibration, en termes de valeur moyenne ( $m$ ), de coefficient de variation ( $cv$  en %), et d'erreur quadratique moyenne (EQM). L'EQM de la résistance mécanique est calculée entre les valeurs estimées par le modèle calibré et les valeurs mesurées sur les carottes de chaque pile. La qualité de l'estimation peut être évaluée par la valeur de l'EQM.

$$a_i = k_i \times a = \frac{\sum_{j=1}^n f_{c_j}^*}{\sum_{j=1}^n f_{c_j}} \times a \quad (4.8)$$

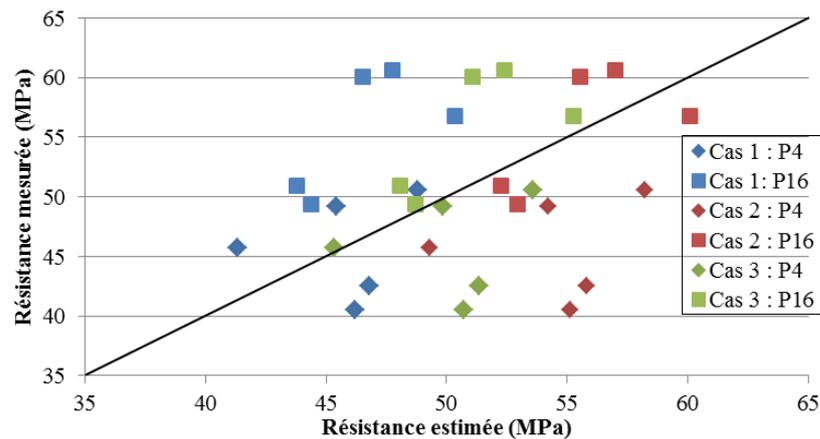
**Tableau 4.4. Résistance estimée des piles après la calibration du modèle**

Cas	$n$	$k_i$	$a_i$	Pile P4			Pile P16		
				$m$ (MPa)	$cv$ (%)	EQM (MPa)	$m$ (MPa)	$cv$ (%)	EQM (MPa)
1	5	0.727	0.84E-10	45.7	6.0	4.2	46.6	5.7	9.7
2	5	0.867	1.00E-10	54.5	6.0	9.9	55.6	5.7	3.4
3	10	0.798	0.92E-10	50.2	6.0	6.2	51.1	5.7	5.6

Les valeurs de  $k_i$ , ici inférieures à 1, montrent que la résistance à la compression estimée par le modèle initial sans aucune calibration est surestimée de 27.3% pour la pile P4, et de 13.3% pour la pile P16. Il est donc nécessaire de procéder à une calibration pour une évaluation acceptable de la résistance mécanique. La figure 4.15 présente une comparaison entre les valeurs estimées par le modèle après la calibration et les valeurs mesurées de la résistance à la compression sur les carottes. Les valeurs de  $cv$  sont de l'ordre de 6% pour la variabilité de la résistance mécanique à l'échelle de la pile. Ces valeurs sont identiques dans les trois cas de calibration. Elles sont plus petites que celles observées sur les carottes, de l'ordre de 9% pour chaque pile.

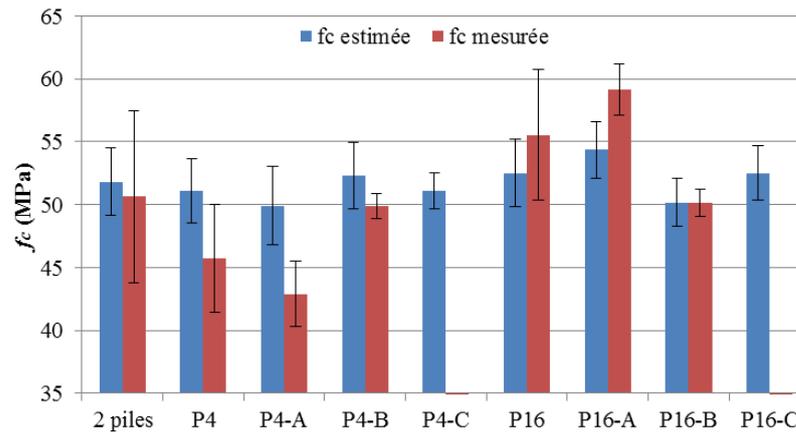
Dans le premier cas de calibration, on obtient une bonne estimation pour la résistance à la compression de la pile P4, avec une valeur moyenne de 45.7 MPa et une faible EQM de 4.2 MPa. Cependant, la résistance à la compression de la pile P16 est sous-estimée de 16.2% avec une valeur moyenne de 46.6 MPa et une EQM plus élevée de l'ordre à 9.7 MPa. À l'inverse, dans le deuxième cas de calibration, on obtient une bonne estimation pour la résistance à la compression de la pile P16, avec une valeur moyenne de 55.6 MPa et une faible EQM de 3.4% mais la résistance à la compression de la pile P4 est surestimée de 19.3% avec une valeur moyenne de 54.5 MPa et une EQM plus élevée égale à 9.9 MPa. On peut remarquer que cette procédure de calibration est utilisée pour chaque structure individuelle, soit la pile P4, soit la pile P16.

Pour identifier un modèle qui peut être utilisé à la fois pour les deux piles, le troisième cas de calibration a considéré l'ensemble des carottes des deux piles ( $n = 10$ ). On obtient donc les valeurs moyennes de la résistance à la compression qui sont égales à 50.2 MPa pour la pile P4, à 51.1 MPa pour la pile P16, avec un écart de  $\pm 4.5$  MPa en comparant avec celles observées sur les carottes. Les valeurs de l'EQM sont respectivement de 5.7 MPa et de 6.2 MPa. Le modèle calibré du troisième cas est provisoirement accepté pour étudier la variabilité spatiale de la résistance à la compression dans les zones auscultées (A, B, C), et à l'échelle des piles.



**Fig. 4.15. Comparaison entre les valeurs estimées par les modèles SonReb et les résistances mesurées sur les carottes**

La connaissance des valeurs de vitesse ultrasonore directe et de rebond permet d'estimer la résistance mécanique  $f_c$  en toute maille auscultée. Les valeurs estimées peuvent être utilisées pour quantifier la variabilité spatiale de la résistance à différentes échelles : (i) locale, ex. dans les zones auscultées, (ii) globale, ex. à l'échelle de la pile, (iii) à l'échelle de l'ensemble des piles (les deux piles P4 et P16). La figure 4.16 présente les résultats obtenus, avec les barres d'erreur correspondant à  $\pm$  un écart-type. Les valeurs mesurées sur les carottes sont également présentées pour les comparer avec celles du modèle SonReb. La résistance mécanique est en moyenne de 51.8 MPa, avec un écart-type de 2.7 MPa. Les résultats montrent une faible différence entre les piles avec une valeur moyenne de 51.1 MPa pour la pile P4, et de 52.5 MPa pour la pile P16. En comparant les résultats des mesures destructives, on note que le modèle sous-estime la variabilité de résistance mécanique à l'échelle de la pile et de l'ensemble des deux piles. Les deux piles révèlent une variation de résistance entre les zones, avec l'ordre  $B > C > A$  pour la pile P4 et  $A > C > B$  pour la pile P16. Dans les deux cas, cet ordre correspond à celui pressenti à l'issue de la phase de pré-auscultation. Les écarts sur les moyennes à l'échelle de la pile restent faibles, et comparables à l'écart-type interne à chaque zone (au maximum de 3.1 MPa dans la zone A de la pile P4). Les  $c_v$  des valeurs estimées varient de 2.8 à 6.2% entre les zones, qui sont comparables avec ceux des valeurs mesurées de l'ordre de 2.0 à 6.1%.



**Fig. 4.16. Variabilité de la résistance mécanique estimée par le modèle SonReb à différentes échelles**

Bien entendu, le fait que la valeur moyenne de  $f_c$  corresponde aux valeurs mesurées sur carottes découle naturellement de la procédure de calibration du modèle (de la calibration de la constante  $a$ , de la loi, et du fait que les carottes soient représentatives de l'ensemble du béton des deux piles).

#### 4.1.2.3. Évaluation de la résistance mécanique par régression multiple

Il s'agit d'établir des relations empiriques entre les indicateurs et les observables. Nous nous limitons ici à des régressions multiples de la forme puissance (Eq. 4.9) qui consistent à privilégier quelques observables et à identifier les valeurs d'un seul indicateur, la résistance à la compression du béton. Les limites de la démarche résultent d'une base de données réduite pour la calibration de la loi (faible nombre de carottes) et de la faible variabilité des propriétés, qui conduit à un rapport signal/bruit faible et donc à ce que la régression statistique soit peu fiable. L'erreur quadratique moyenne (EQM) entre les valeurs estimées par régression et les valeurs mesurées sur les carottes de la résistance à la compression a été utilisée pour juger la qualité d'un modèle.

$$f_c^* = a_0 \times Y_1^{a_1} \times \dots \times Y_n^{a_n} \quad (4.9)$$

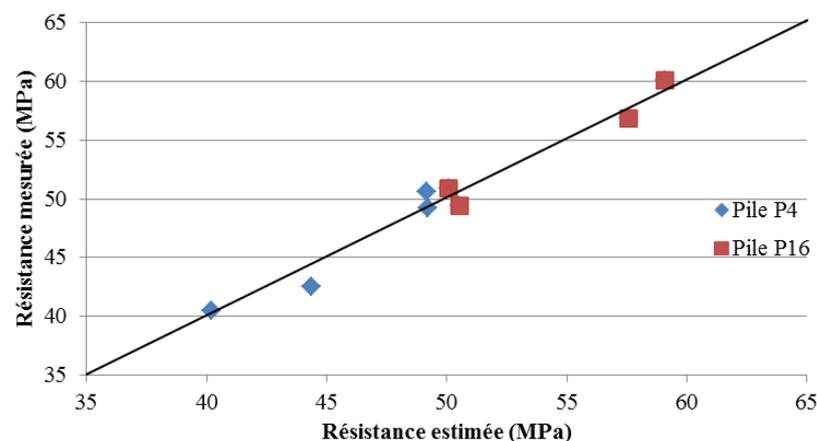
Cinq observables privilégiés ont été choisis, ce sont :

- la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s) qui est couramment utilisée pour évaluer la résistance à la compression du béton ;
- le rebond ( $R$ ) qui est également couramment utilisé pour l'évaluation de la résistance mécanique des bétons ;
- deux observables de la résistivité électrique ( $\log \rho_{a5}$  et  $\log \rho_{a10}$ ) dont le projet SENSO a montré une bonne complémentarité avec les mesures de vitesse (SENSO 2009) ;
- l'amplitude pic à pic radar ( $GPR_n$ ), il est possible d'utiliser les mesures du radar pour combiner ou compléter celles de résistivité électrique, en particulier pour la pile P16 où la technique électrique a été impossible sur certains points.

Parmi ces observables, les différences significatives entre les deux piles apparaissent pour trois observables de vitesse et de résistivité électrique (§ 4.1.3.7). À cause de cette remarque, les deux piles sont étudiées séparément pour réduire les valeurs d'EQM. Les modèles ont été déterminés successivement pour des combinaisons (i) de deux observables, (ii) de trois observables et (iii) de quatre observables. La régression simple a été également considérée lorsqu'une seule technique (ultrason ou rebond) est utilisée. Nous avons testé dix modèles empiriques pour chaque pile en comparant leur valeur EQM. Les résultats nous ont amené à retenir deux modèles décrits par les équations 4.10 et 4.11 respectivement pour les piles P4 et P16. Les paramètres statistiques de chaque modèle ont été déterminés en se basant sur les résistances mécaniques mesurées des carottes.

$$f_c^*(P4) = 1.45 \times 10^{-7} \times V_{ind}^{2.135} \times (\log \rho_{a5})^{1.350} \quad (4.10)$$

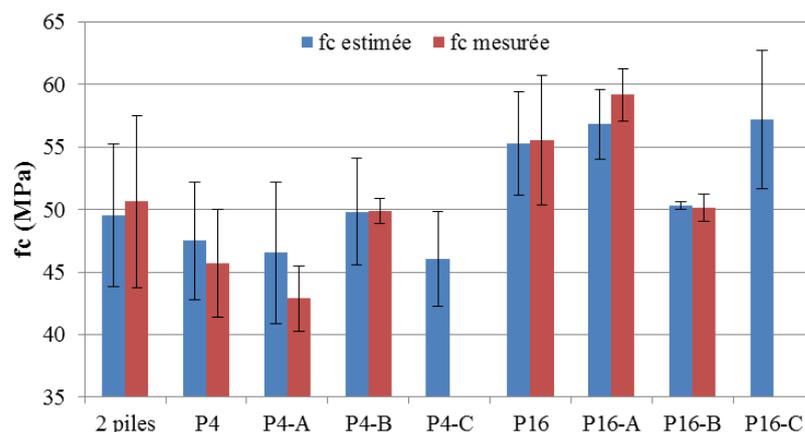
$$f_c^*(P16) = 7.75 \times 10^{-4} \times V_{ind}^{1.463} \times (\log \rho_{a10})^{0.969} \times GPR_n^{1.928} \quad (4.11)$$



**Fig. 4.17. Comparaison entre les valeurs estimées par les modèles de régression multiple et les résistances mesurées sur les carottes**

La figure 4.17 présente une bonne corrélation entre les résistances estimées par les modèles de régression multiple et celles mesurées sur les carottes. L'EQM de la résistance mécanique est égale à 1.1 MPa pour la pile P4 et à 0.9 MPa pour la pile P16. Ces valeurs sont très faibles. Les deux modèles identifiés fournissent donc une bonne estimation des résistances pour les deux piles. Cependant, la gamme des valeurs de l'EQM est statistiquement variable en fonction du nombre de carottes.

La connaissance des valeurs des observables ci-dessus permet d'estimer la résistance à la compression  $f_c$  dans toutes les mailles d'armatures auscultées. Les valeurs estimées peuvent être utilisées pour quantifier la variabilité spatiale de la résistance à différentes échelles : (i) locale, dans les zones auscultées, (ii) globale, à l'échelle de la pile, (iii) et à l'échelle de l'ensemble des piles. Les résultats obtenus sont synthétisés dans la figure 4.18, avec les barres d'erreur correspondant à +/- un écart-type. Les valeurs mesurées sur les carottes sont également présentées.



**Fig. 4.18. Variabilité de la résistance mécanique estimée par régressions multiples à différentes échelles**

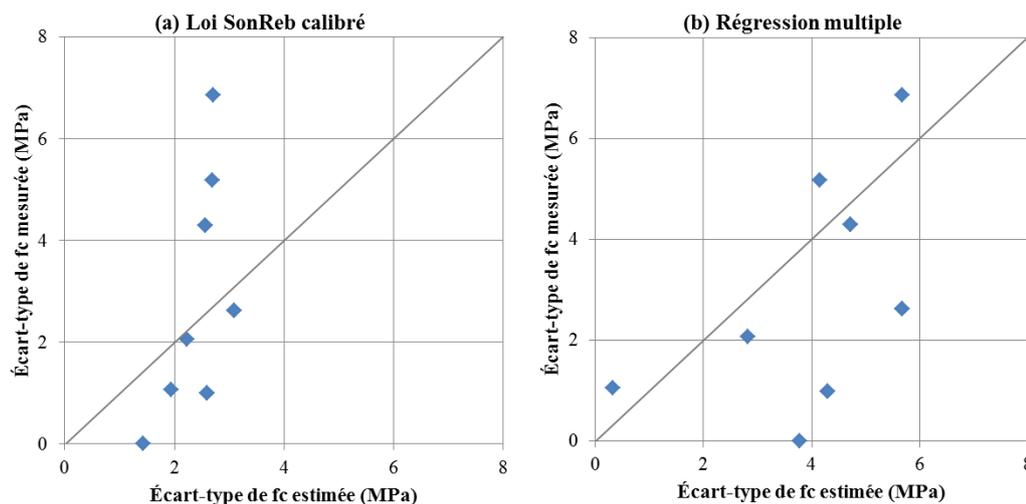
La résistance mécanique est en moyenne sur les deux piles de 49.5 MPa, avec un écart-type de 5.7 MPa. Bien entendu, le fait que la valeur moyenne de  $f_c$  correspond aux valeurs mesurées sur carottes découle naturellement de la procédure d'identification du modèle. Les résultats montrent une différence significative de résistance mécanique entre les piles, avec une résistance moyenne de 55.3 MPa pour la pile P16 et de 47.5 MPa pour la pile P4. En fait, la vitesse ultrasonore indirecte de la pile P4 est plus forte, ce qui traduit l'effet de l'humidité sur les mesures de vitesse. Cet effet peut être confirmé par le fait que les mesures électriques ont été possibles sur cette pile, mais ont été perturbées sur la pile P16 (impossibles sur toute la face Ouest et certaines mailles de la face Est). La combinaison d'ultrason ( $V_{ind}$  en m/s) et de résistivité électrique ( $\log \rho_{a5}$  en  $\Omega.m$ ) a été donc retenue pour la pile P4. La variabilité globale de résistance mécanique a été quantifiée par le modèle identifié, avec un  $cv$  de 9.9%, qui correspond à un  $cv$  de 9.4% des valeurs mesurées sur les carottes. Pour la pile P16, une combinaison de trois observables permet de réduire l'incertitude des mesures électriques. Si l'on compare les valeurs des paramètres statistiques de chacun des deux modèles utilisés (Eq. 4.10 et 4.11), le rôle de la résistivité électrique ( $\log \rho_{a10}$ ) est plus faible que celui de la vitesse ultrasonore et de l'amplitude radar. La variabilité globale estimée par le modèle est plus faible que celle calculée par les valeurs mesurées sur les carottes de la pile P16, avec un  $cv$  de 7.5% au lieu de 9.3%.

Les deux piles montrent une variation de résistance mécanique entre les zones. Sur la pile P4, la zone B a la résistance mécanique la plus élevée, avec un écart de 3 à 4 MPa par rapport aux deux autres. La variabilité locale dans les zones auscultées a le même ordre de grandeur que celui de la variabilité globale (de 8 à 12%). Sur la pile P16, la zone B a la résistance mécanique la plus faible. Elle se distingue des zones A et C par un écart de l'ordre de 7 MPa. La variabilité locale dans cette zone est très faible. La  $V_L$  moyenne estimée entre les trois zones est égale à 5.1% qui est légèrement plus faible que la variabilité globale ( $cv = 7.5%$ ).

Les deux démarches (SonReb et régression multiple) conduisent à des résultats légèrement différents pour l'estimation des valeurs moyennes de la résistance mécanique. On peut remarquer que la dispersion estimée par le modèle SonReb est plus faible que celle obtenue

avec les modèles de régression multiple. Dans le premier cas, la vitesse ultrasonore directe et le rebond contribuent à l'estimation de la résistance mécanique, les effets de leur variabilité peuvent se compenser. Dans le deuxième cas, les modèles de régression multiple retenus considèrent les observables des techniques surfaciques (amplitude radar, résistivité électrique et vitesse ultrasonore indirecte). Ils sont donc très influencés par les variabilités plus élevées de ces observables (cf. Tableau 4.3 et Fig. 4.10).

On fait l'hypothèse que les mesures sur carottes représentent la variabilité spatiale réelle du béton sur les deux piles d'auscultation (cette hypothèse pourrait être discutée dans la mesure où la procédure de prélèvement – carottage puis celle de mesure introduit aussi des incertitudes). Une comparaison entre les écart-types des résistances mesurée et estimée est présentée dans la figure 4.19. Elle montre que le modèle SonReb calibré conduit à une sous-estimation de la variabilité telle qu'elle peut être perçue à partir des mesures sur les carottes, avec des écart-types de 2 à 3 MPa sur chaque pile. Les modèles de régression multiple permettent d'estimer avec plus de précision la variabilité spatiale de la résistance mécanique, avec des écart-types de 4.3 à 5.2 MPa.



**Fig. 4.19. Comparaison des écart-types de résistance mécanique dans les zones d'auscultation et sur piles : (a) loi SonReb, (b) modèles de régression multiple**

### 4.1.3. Corrélation spatiale : mesure sur la pile P8

#### 4.1.3.1. Analyse statistique des données

Après une campagne de pré-auscultation de l'ensemble des piles par la technique de rebond, la pile P8 a été choisie pour auscultation. Elle présentait une variabilité plus significative, ce qui peut être intéressant pour une analyse de la corrélation spatiale. L'objectif est d'identifier une corrélation spatiale entre les mesures ainsi que l'existence potentielle d'une distance appelée *longueur de corrélation* qui traduirait que les propriétés mesurées sur le béton sont spatialement dépendantes sur cette longueur. Cette étude est exploratoire puisque la littérature est pauvre d'informations sur la mesure de la corrélation spatiale des

propriétés des bétons. Rappelons que dans le chapitre 2 nous avons montré une dépendance des mesures de CND sur le site test (béton jeune) avec une longueur de corrélation de l'ordre de 60 cm pour les techniques de résistivité électrique et radar. Rappelons également que cette information est importante pour une analyse fiabiliste de l'ouvrage ausculté et primordiale pour mettre en place une stratégie d'échantillonnage des prélèvements ou du suivi de l'ouvrage par techniques CND.

### (a) Expérimentation

Les armatures de cette pile ont été localisées par la technique du radar. L'auscultation a été effectuée sur une zone de 200x100 cm<sup>2</sup> (Fig. 4.20) de la face avant par les techniques d'ultrason (vitesse indirecte) et de rebond. La taille moyenne des mailles est de 25x25 cm<sup>2</sup>. Les résultats de laboratoire ont montré que 4 mesures de vitesse et 9 mesures de rebond sont nécessaires afin d'évaluer la variabilité locale du béton (Nguyen 2013). En s'appuyant sur ces conclusions, dans chaque maille auscultée, on a effectué 4 mesures avec un espacement régulier de 7 cm pour la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s), et 12 mesures avec un espacement régulier de 5 cm pour le rebond ( $R$ ). On a donc effectué au total 120 mesures de vitesse et 288 mesures de rebond. Ce nombre important de mesures est très supérieur à celui que l'on pourra mettre en œuvre dans la réalité, mais il est destiné ici à limiter l'effet des incertitudes de mesures pour une meilleure analyse de la corrélation spatiale.

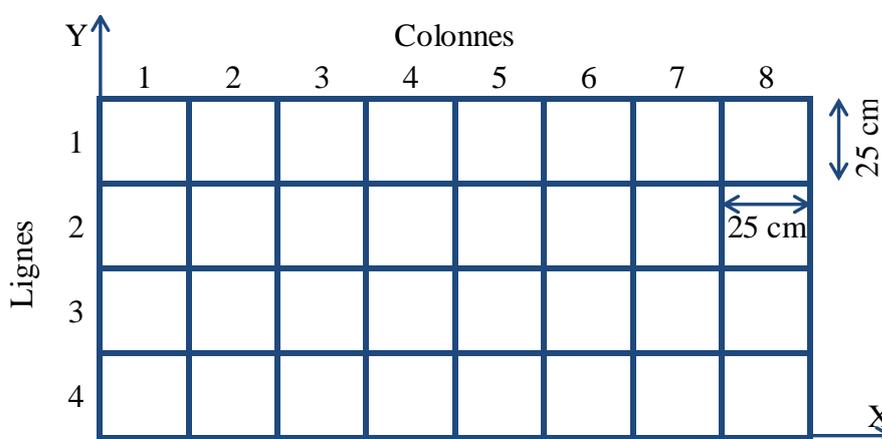


Fig. 4.20. Maillage utilisé pour les mesures de corrélation spatiale

### (b) Résultats

En première étape, une analyse statistique des données a été effectuée. Le résultat montre que pour un intervalle de 90% de la gamme des valeurs mesurées, la vitesse ultrasonore indirecte varie de 4070 m/s à 4667 m/s et le rebond varie de 44 à 55 (Fig. 4.21). Les données suivent une distribution normale pour les deux observables. La variabilité est plus grande que celle observée sur les dalles du site-test en laboratoire, La variabilité spatiale est statistiquement estimée par le coefficient de variation ( $c_v$ ) des mesures. À l'échelle globale de la face auscultée, le  $c_v$  est de 3.7% ( $\pm 164$  m/s) avec une valeur moyenne de 4389 m/s pour la

vitesse ultrasonore indirecte, et de 7.2% ( $\pm 3.6$ ) avec une valeur moyenne de 50.4 pour le rebond. Les valeurs de  $cv$  correspondent à la variabilité globale des dalles. Le test de Fisher ( $F$ -test) a été utilisé pour identifier la variabilité spatiale de la pile P8. Il mesure la différence de variance des observables entre deux échelles : l'échelle de la surface auscultée sur la pile P8 et l'échelle locale de la zone de mesure supposée « homogène » sur les dalles du site-test. Les valeurs statistiques ( $F$ ) sont de 2.320 pour la vitesse et 2.555 pour le rebond. Les valeurs critiques sont respectivement de 1.411 et de 1.363. Les valeurs statistiques sont donc plus grandes que les valeurs critiques. De plus, on obtient des valeurs du critère de signification  $p$ -value très faibles (comparées au seuil de 0.01), de 4.2E-05 pour la vitesse et de 1.1E-06 pour le rebond. Le résultat confirme que l'on ne peut pas postuler l'égalité de variance des observables entre l'échelle de la surface auscultée et l'échelle locale des zones de mesure. La variabilité spatiale de la pile P8 peut être donc détectée par les deux techniques d'ultrasons et de rebond.

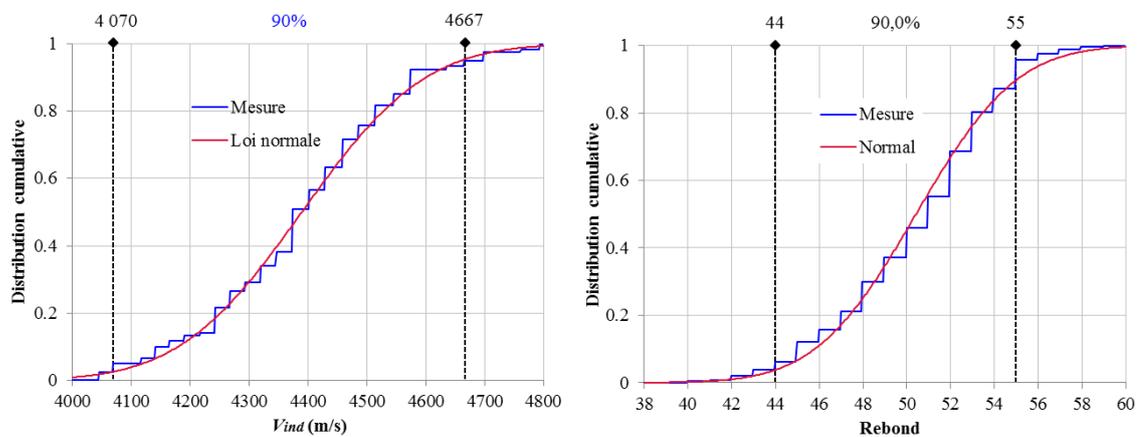


Fig. 4.21. Distribution cumulative (a) de la vitesse ultrasonore indirecte et (b) du rebond

#### 4.1.3.2. Analyse géostatistique des données

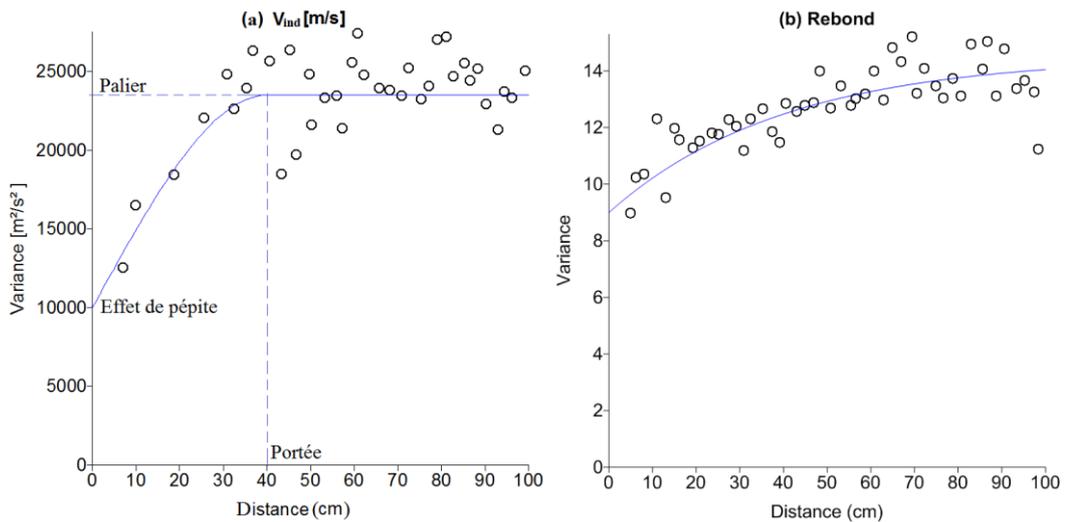
En deuxième étape, une analyse de corrélation spatiale a été effectuée par des outils géostatistiques : le variogramme et la méthode d'interpolation spatiale du krigeage. Le fondement du variogramme est que les propriétés d'un matériau comme le béton ne sont pas distribuées aléatoirement dans l'espace. En fait, il existe une structuration de la distribution des propriétés. Deux observations situées l'une près de l'autre devraient, en moyenne, se ressembler davantage que deux observations éloignées. Le variogramme est une courbe reliant la variance des variables régionalisées en fonction de la distance  $h$  entre les points de mesures. Les simulations nécessitant le recours à un modèle de variogramme, le variogramme expérimental est estimée par l'équation 1.4 présentée dans le chapitre 1. Dans le cas où les propriétés mesurées sont corrélées, un modèle de variogramme sphérique convient généralement mais il peut être exponentiel, linéaire ou gaussien (O'connor 2013, Nguyen 2013).

Les variogrammes (a) de la vitesse ultrasonore indirecte et (b) du rebond sont présentés à la figure 4.22 pour une distance maximale de 100 cm qui est la moitié de la largeur de la surface auscultée. Les deux variogrammes montrent une bonne corrélation entre la variance et la distance  $h$  ce qui confirme l'existence d'une corrélation spatiale. Le variogramme de la vitesse peut être modélisé par un modèle sphérique (Eq. 4.12) avec une portée spécifique de 40 cm et un palier de 23500 m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>. On peut en déduire une variation de 153 m/s pour la vitesse indirecte qui correspond à la variabilité globale des mesures. L'effet de pépité est de l'ordre de 10000 m<sup>2</sup>/s. Cette valeur montre que la variabilité locale de vitesse est de l'ordre de 100 m/s pour les distances inférieures à 7 cm (la distance minimale entre les mesures), y compris l'erreur de mesure. Le variogramme du rebond peut être modélisé par un modèle exponentiel (Eq. 4.13) avec une portée pratique de 40 cm et un palier de 14.5. Ce palier correspond à une variation de 3.8 pour le rebond à l'échelle globale des mesures. L'effet de pépité de ce variogramme est de l'ordre de 9. Cette valeur montre que la variabilité locale de rebond est de l'ordre de 3 pour les distances inférieures à 5 cm, y compris l'erreur de mesure.

$$\gamma(h) = \begin{cases} C_o + C \left( 1.5 \frac{h}{a} - 0.5 \left( \frac{h}{a} \right)^3 \right) & \text{si } 0 \leq h \leq a \\ C_o + C & \text{si } h > a \end{cases} \quad (4.12)$$

$$\gamma(h) = C_o + C \left( 1 - \exp\left( \frac{-3h}{a} \right) \right) \quad (4.13)$$

où la portée  $a$ , l'effet de pépité  $C_o$ , le palier  $C_o + C$  sont les paramètres des modèles ajustés pour les variogrammes expérimentaux à différentes distances  $h$  entre deux observations.



**Fig. 4.22. Variogrammes de (a) vitesse ultrasonore indirecte et de (b) rebond**

En effet, la variance des observables augmente en fonction de la distance jusqu'à la longueur de corrélation, de l'ordre de 40 cm. Il est intéressant de montrer que cette longueur de corrélation de 40 cm soit identique pour les deux techniques utilisées, mais le modèle est différent (sphérique pour la vitesse et exponentiel pour le rebond). Cette différence peut être

expliquée par plusieurs effets : (i) la physique qui relie chaque technique aux propriétés des bétons, en effet les modèles peuvent être différents, (ii) l'effet des biais comme l'humidité sont différents, (iii) le bruit de mesure est différent. Ces différences entre les deux techniques peuvent donc affecter le modèle du variogramme et ses paramètres. En comparant avec les résultats obtenus, la différence principale est que des corrélations spatiales sont identifiées sur l'ouvrage, y compris pour la vitesse ultrasonore indirecte avec un effet de pépité est de l'ordre de la moitié du palier. Le variogramme du rebond montre un grand rapport (9/14.5) entre l'effet de pépité et le palier. Il indique que cette technique présente un bruit élevé des mesures qui peut nuire à l'identification de la variabilité intrinsèque du matériau.

Comme écrit dans le chapitre 2, la longueur de corrélation est la distance à partir de laquelle les mesures peuvent être considérées comme non corrélées (indépendantes). Elle est un critère important lorsqu'on réalise les investigations pour estimer la variabilité des propriétés du matériau (calcul de la variance et l'estimation de la distribution). L'exploitation de la corrélation spatiale permettra également de réduire le nombre de mesures CND d'une part, et d'identifier une dimension représentative de l'élément ausculté. Par exemple, pour le cas de ces mesures, un échantillonnage inférieur à 40 cm est redondant et inutile. En se fixant une limite sur la précision du diagnostic ainsi que le coût, on pourra calculer un pas optimal d'échantillonnage. D'autre part, le nombre de mesures nécessaires (noté  $n$ ) pour estimer la moyenne avec une précision donnée peut être calculé seulement dans le cas de données indépendantes donc non corrélées spatialement. Dans notre cas, la longueur de corrélation sert également à identifier les échantillons non corrélés (mesures éloignées d'au moins 40 cm) pour l'estimation de  $n$ . Le nombre minimal des mesures nécessaire est de 6 pour une surface de 200x100 cm<sup>2</sup>. Pour la pile P8, trois mesures effectuées par m<sup>2</sup> avec un écartement minimal de 60 cm sont requises pour obtenir une précision de 2% sur la valeur moyenne étudiée.

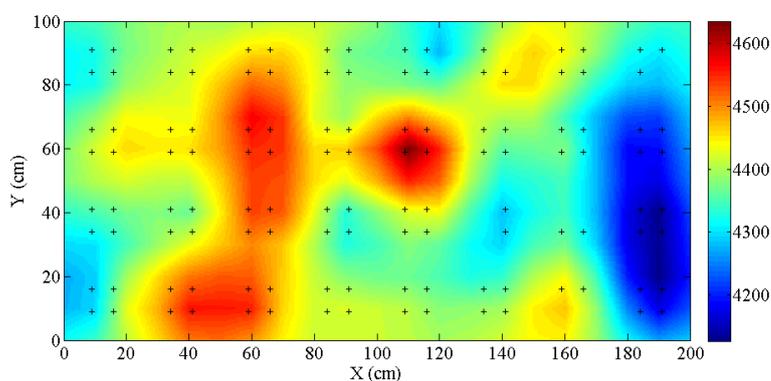
Parmi les méthodes d'interpolation spatiale les plus usuelles (environ 12 méthodes, par exemple la pondération à la distance inverse, la méthode par voisins naturels, etc.), le krigeage est une méthode géostatistique robuste qui prend en compte la corrélation spatiale des données sous forme d'un modèle de variogramme. Il est aussi un interpolateur exact. Le krigeage a été donc choisi pour représenter la variabilité spatiale sous forme de cartographie et pour analyser l'effet de la distance d'échantillonnage (ou du nombre de mesures).

#### **(a) Représentation de la variabilité spatiale des mesures de CND**

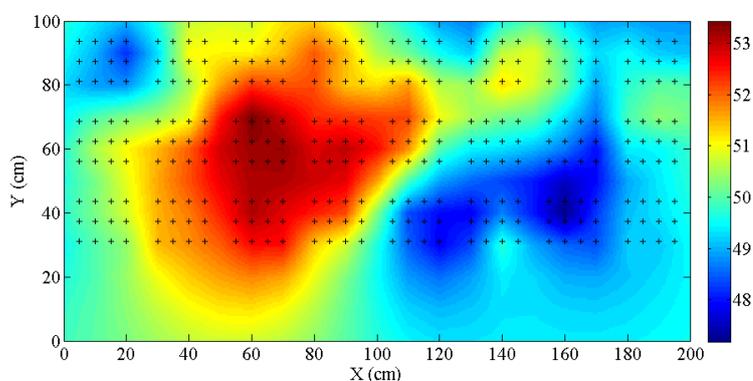
L'interpolation spatiale a été effectuée à l'aide de la méthode du krigeage ordinaire. Le krigeage prend en compte la corrélation spatiale sous forme d'un modèle ajusté de variogramme (les modèles écrits par les équations 4.12 et 4.13), c'est-à-dire que les paramètres statistiques de ce dernier ont seulement utilisés dans cette étape. En fait, le krigeage estime la valeur de l'observable étudiée pour un point inconnu par une combinaison linéaire des valeurs mesurées de son voisinage. Les poids associés à chacune des valeurs mesurées sont choisis de façon à obtenir une estimation sans biais, en minimisant la variance

d'estimation. Ces poids dépendent de la localisation des mesures et de leur structure de corrélation spatiale. Pour que l'estimateur soit sans biais, la contrainte imposée est que la somme des poids soit égale à 1.

Les figures 4.23 et 4.24 présentent deux cartes reconstruites par krigeage pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond mesurés sur la pile P8. Les deux cartes montrent une différence significative entre les parties gauche et droite de la zone auscultée. Elles mettent en évidence la variabilité spatiale du matériau. La vitesse ultrasonore et le rebond sont significativement sensibles à la résistance mécanique du béton. Il est donc plausible que la résistance mécanique de la partie gauche est plus forte que la partie droite. Un intérêt majeur de ces cartes est l'aide à la localisation des zones de prélèvement pour les essais destructifs.



*Fig. 4.23. Carte reconstruite par krigeage de la vitesse ultrasonore indirecte*



*Fig. 4.24. Carte reconstruite par krigeage du rebond*

### **(b) Effet de la distance d'échantillonnage**

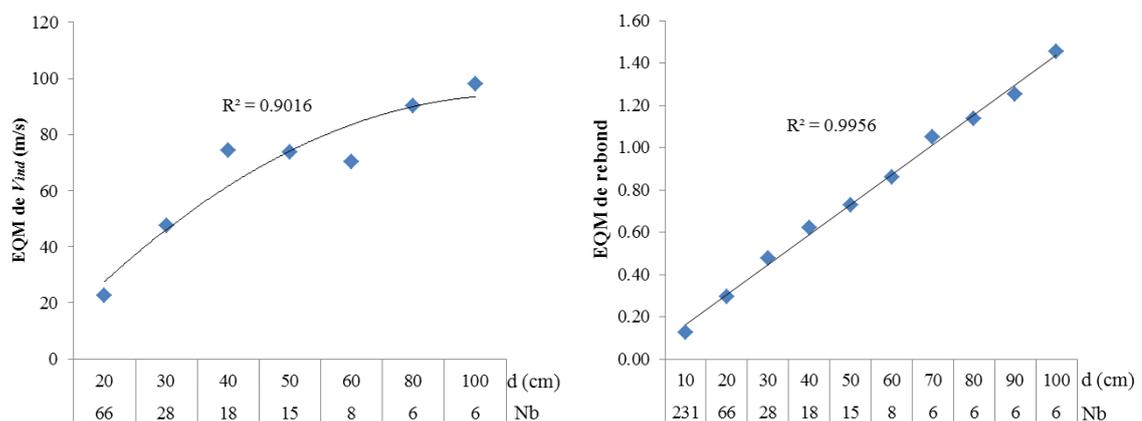
Nous avons dit précédemment qu'à partir de mesures CND et d'une évaluation de la corrélation spatiale, il est possible d'estimer un pas d'échantillonnage pour optimiser le prélèvement ou le suivi de l'ouvrage par CND. Dans ce paragraphe, nous présenterons un test d'une méthodologie d'échantillonnage basée sur l'évaluation de la qualité de l'interpolation spatiale. En effet, plus le nombre d'échantillons est élevé, meilleure est l'estimation du obtenue par krigeage. Dans cette étude, seule l'erreur quadratique moyenne (EQM) a été analysée. Elle représente l'erreur entre les valeurs mesurées et les valeurs prédites pour les différentes distances d'échantillonnage, notée  $d$  en cm (ou nombre de mesures correspondant,

noté  $N_b$ ). Les valeurs de l'EQM sont calculées par l'équation 4.14, où  $Z^*(u_i)$  sont les valeurs prédites par krigeage,  $Z(u_i)$  sont les valeurs mesurées,  $n$  est le nombre des points de mesure (points d'entrée déduits).

$$EQM = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [Z^*(u_i) - Z(u_i)]^2}{n}} \quad (4.14)$$

La figure 4.25 présente la relation entre l'EQM et la distance d'échantillonnage pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond. L'EQM augmente de 23 à 98 m/s pour la vitesse lorsque la distance d'échantillonnage varie de 20 à 100 cm. Les valeurs de l'EQM ont quasiment identiques pour les distances entre 40 et 60 cm. Un échantillonnage avec 60 cm de distance est aussi précis qu'un échantillonnage avec 40 cm de distance. Dans le cas du rebond, l'EQM augmente sensiblement de 0.13 à 1.46 lorsque la distance d'échantillonnage varie de 10 à 100 cm.

Si l'on choisit une distance d'échantillonnage de 60 cm, l'estimateur du krigeage aura une précision de 1.6% pour la vitesse et de 1.7% pour le rebond. On montre donc que dans le cas du suivi de cet ouvrage dans le cadre d'une nouvelle campagne, il est plus intéressant d'effectuer un échantillonnage moyen de 60 cm. Si cette distance est plus grande (1 m par exemple), le gain sur le coût est significatif puisque le nombre de mesures est quasiment divisé par deux, cependant, l'erreur sera quasiment deux fois plus forte. En fonction des objectifs du gestionnaire (coût ou précision), il est donc possible d'estimer un nombre de mesures optimal.



**Fig. 4.25. EQM de la vitesse ultrasonore indirecte et du rebond en fonction du pas d'échantillonnage**

**(c) Représentation de la variabilité spatiale de la résistance mécanique**

Une cartographie des propriétés du béton, par exemple la résistance à la compression, peut être effectuée en se basant sur un modèle empirique de forme  $f_c = a \times V_{ind}^b \times R^c$ . Il existe deux approches qui conduiraient à des résultats relativement similaires.

- la résistance mécanique du béton est calculée à partir des valeurs prédites de la vitesse ultrasonore indirecte et du rebond provenant des deux cartes présentées dans les figures 4.23 et 4.24. On peut alors construire à la fois le variogramme et la carte de la résistance estimée. Dans cette étude, cette approche a été utilisée.
- la résistance mécanique du béton est estimée pour certains points sur lesquels la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond ont été mesurés. On construit alors le variogramme de la résistance mécanique que l'on utilise pour établir la cartographie par krigeage.

Dans cette partie, le modèle décrit par l'équation 4.15 est obtenu à partir de la calibration du modèle de laboratoire (Eq. 4.4) par la résistance mesurée sur les carottes de la pile P8. Ce modèle a été utilisé pour estimer la résistance à la compression du béton pour tous les points écartés de 10 cm sur la zone auscultée. Les valeurs estimées ont permis de construire le variogramme illustré à la figure 4.26. Ce variogramme montre que la corrélation spatiale de la résistance mécanique est visible sur la pile P8. Il peut être modélisé par un modèle gaussien (Eq. 4.16), avec une portée pratique de 60 cm et un palier de 5 MPa<sup>2</sup>. On peut en déduire une variation de 2.3 MPa pour la résistance mécanique. L'effet de pépité est égal à 0.5 MPa<sup>2</sup>. Pour les distances inférieures à 10 cm, la valeur expérimentale du variogramme montre que la variabilité locale de la résistance mécanique est moins de 1 MPa. Pour des analyses complémentaires, nous proposons de faire les prélèvements avec une distance supérieure à la longueur de corrélation (60 cm).

$$f_c = 1.71 \times 10^{-6} \times V_{ind}^{1.783} \times R^{0.566} \quad (4.15)$$

$$\gamma(h) = C_o + C \left( 1 - \exp \left( -3 \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right) \right) \quad (4.16)$$

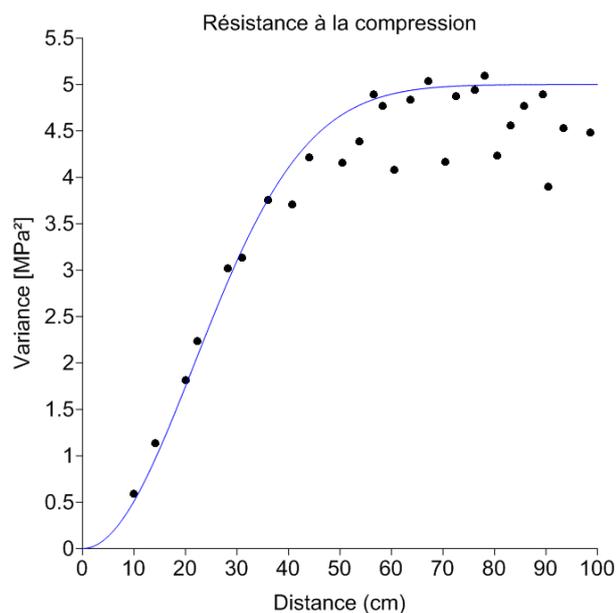
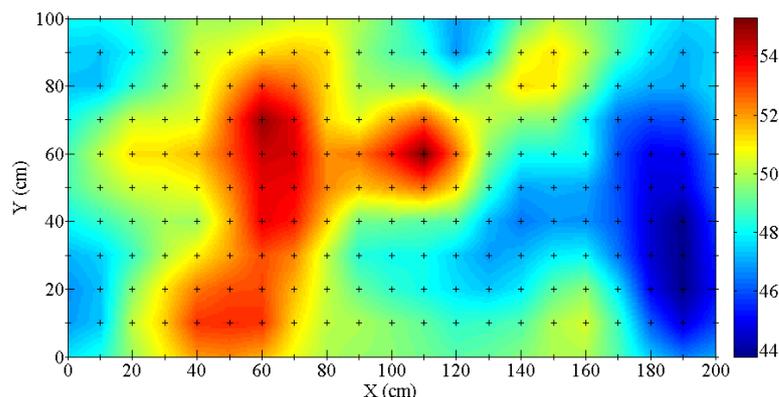


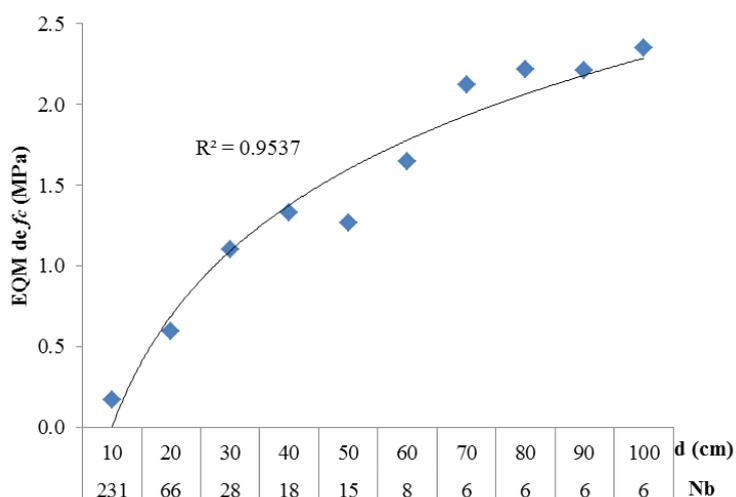
Fig. 4.26. Carte de la résistance estimée sur la pile P8

Les valeurs estimées par le modèle utilisé (Eq. 4.15) ont permis aussi de construire une carte de la résistance mécanique. Cette carte illustrée à la figure 4.27 montre que la résistance mécanique du béton varie de 43.7 à 55.2 MPa. Elle est relativement semblable aux cartes de la vitesse et du rebond. La zone auscultée présente un contraste de résistance mécanique élevé. Un écart de 11.5 MPa peut être déterminé entre deux zones l'une la plus forte et l'autre la plus faible. À l'échelle globale, le coefficient de variation ( $cv$ ) est égal à 4.8%, avec une résistance moyenne de 49.2 MPa et un écart-type de 2.3 MPa. On remarque que la valeur de  $cv$  ne dépend pas de la calibration de modèle.



**Fig. 4.27. Carte de la résistance mécanique estimée sur la pile P8**

La même démarche décrite dans le paragraphe précédent (§4.1.3.2b) a été faite pour considérer l'effet de la distance d'échantillonnage sur la précision d'estimation. L'EQM de la résistance mécanique augmente de 0.2 à 2.3 MPa quand la distance d'échantillonnage varie de 10 à 100 cm. Les erreurs sont très faibles par rapport à la résistance moyenne (49.2 MPa). Elles indiquent que la précision est inférieure à 4.5% pour toutes distances étudiées. Si un échantillonnage avec 60 cm de distance est choisi, l'EQM est alors égale à 1.6 MPa qui correspond à une précision de 3.4%.



**Fig. 4.28. EQM de la résistance mécanique en fonction du pas d'échantillonnage**

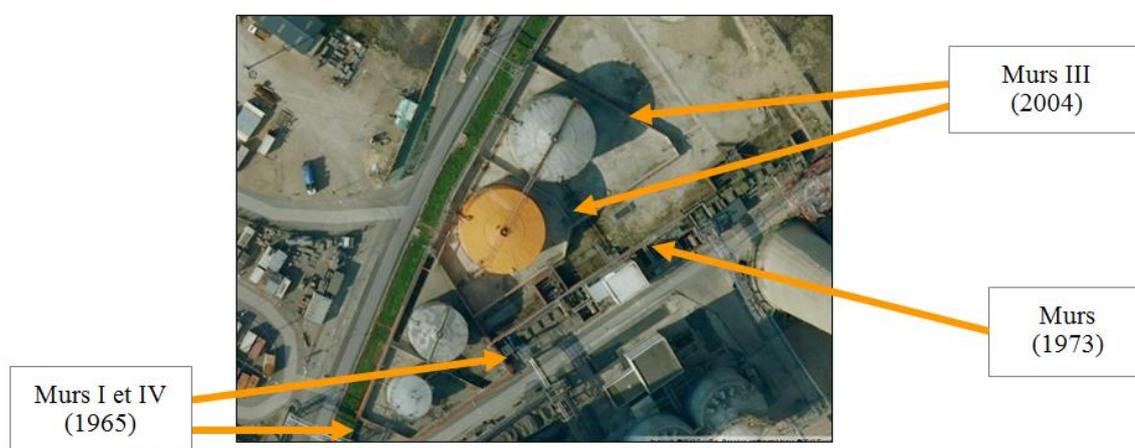
## 4.2. AUSCULTATION DES MURS DE LA CENTRALE THERMIQUE DU HAVRE

Dans le projet ACDC-C2D2, la centrale thermique du Havre a été retenue comme le deuxième ouvrage à ausculter avec les mêmes objectifs que pour le premier ouvrage, le pont de Marly. Il s'agit d'évaluer les propriétés du béton à l'aide de techniques non destructives ainsi que leurs variabilités spatiales. Nous présenterons dans cette étude, uniquement l'analyse de la variabilité spatiale.

La centrale thermique du Havre se situe à proximité de la mer et le béton y subit des conditions climatiques très variées et est aussi exposé aux sels marins. La zone choisie pour auscultation est le parc de rétention de fioul. Elle dispose de murs en béton armé de différents âges qui ont été construits en 1965, 1973 et 2004 (Fig. 4.29). Les parties repérées par des cercles ont été choisies pour l'auscultation, appelées « murs I, III et IV ». Leurs caractéristiques sont synthétisées dans le tableau 4.5. Pendant la campagne de mesures, il a été constaté que le mur I est composé en fait de deux murs distincts, réalisés à des époques différentes (confirmé par le carottage). Ils sont accolés dans l'épaisseur mais non cimentés entre eux. Le mur I orienté Nord-Ouest a une épaisseur de 20 cm environ. Ce mur a été ausculté seulement sur la face I-N (décision prise sur place).

*Tableau 4.5. Caractéristiques des murs auscultés*

Mur	Orientation	Année	Maille	Béton d'enrobage	$f_c^*$ [MPa] par rebond	Nombre des mailles auscultées
I-N	Nord-Ouest	1965	30x30	3 cm	25-30	9
III-N	Nord-Est	2004	20x20	5 – 8 cm	45	10
III-S	Sud-Ouest	2004	20x20	5 – 8 cm	45	10
IV-N	Nord-Est	1965	30x30	-	35	4
IV-S	Sud-Ouest	1965	30x30	-	35	4



*Fig. 4.29. Vue aérienne de la zone choisie avec des murs d'âges différents*

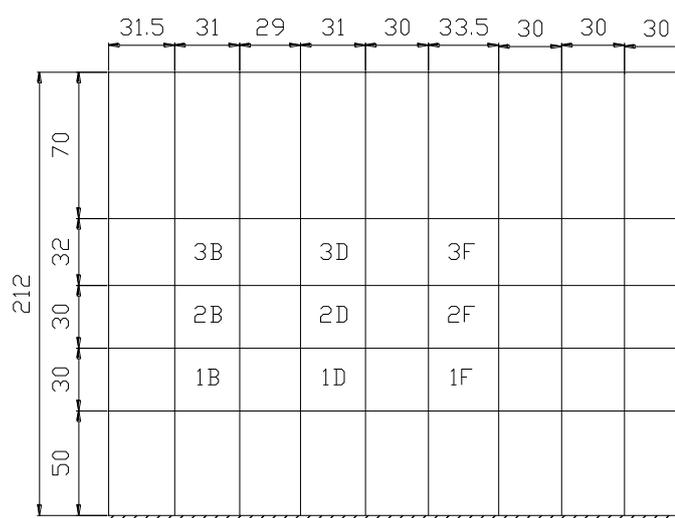
### 4.2.1. Analyse de la variabilité spatiale des murs en béton armé

La phase de pré-auscultation n'a pas été programmée pour la campagne de mesures à la centrale thermique du Havre. Cette phase a été remplacée par les mesures de rebond effectuées pendant une visite préalable de l'ouvrage. Les murs choisis présentaient des états différents (ex. âge, surface, dimensions des mailles) vis-à-vis des indicateurs d'intérêt du béton. Le mur IV a été ajouté lors de l'auscultation à cause de problèmes non identifiés au préalable.

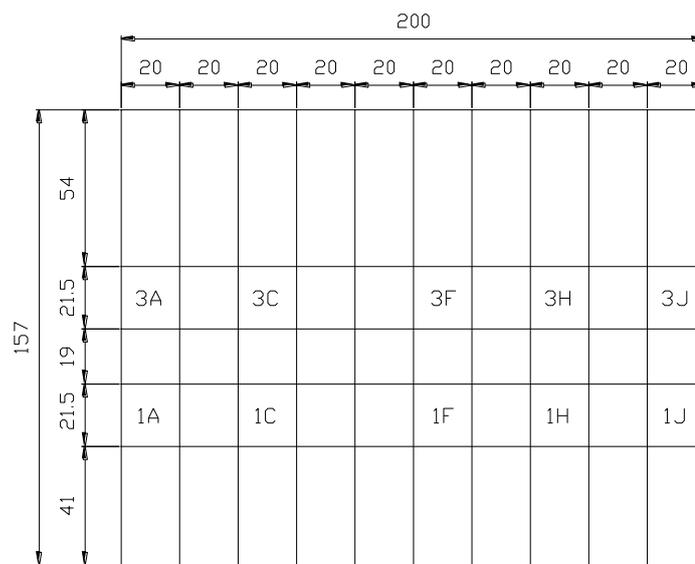
La campagne de mesures s'est déroulée pendant une semaine (du 15 au 19 octobre 2012) en trois phases :

- (i) Repérage des armatures, implantation des zones de mesures sur chaque face et marquage des repères sur les murs.
- (ii) Auscultation à l'aide de toutes les techniques choisies. Pour l'équipe I2M, trois techniques ont été utilisées : la résistivité électrique, l'ultrason et le rebond.
- (iii) Prélèvement des carottes sur les zones définies après la phase d'auscultation, en prenant en compte les premiers résultats obtenus à l'aide des méthodes rapides.

Les mailles d'armatures sont repérées par la technique de radar pour chaque face auscultée des murs. Un repérage ligne/colonne par un couple (chiffre, lettre), indiquant la position de chaque maille, a été établi. Si l'auscultation est réalisée sur deux faces opposées, les repères placés face à face avaient la même notation. En même temps, la profondeur d'enrobage, les dimensions moyennes des mailles étaient relevées et la position pour la mesure de la répétabilité ( $V_R$ ) était fixée. Les figures 4.30 et 4.31 présentent les repérages des mailles auscultées sur les murs I-N et III-N.



**Fig. 4.30. Repérage des mailles auscultées sur le mur I-N**

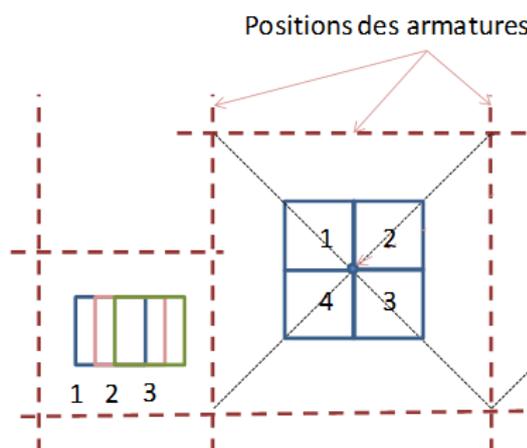


**Fig. 4.31. Repérage des mailles auscultées sur le mur III-N**

**(a) Protocole de mesures**

La répétabilité a été quantifiée pour chaque technique (sauf le rebond) par une série de dix mesures sur le même point au centre de la maille 3A sur le mur III-S, puis généralisée à tous les autres murs. Dans chaque maille auscultée, nous avons effectué quatre mesures d’ultrason avec un écartement de 7-10 cm, seize mesures de rebond avec un écartement de 5 cm et quatre mesures de résistivité électrique avec les protocoles adaptés aux dimensions de la maille (Fig. 4.32).

Dans le cas des grandes mailles d’armatures (30x30 cm<sup>2</sup>), les quatre mesures de résistivité électrique ont été placées de manière que successivement les quatre électrodes du dispositif quadripolaire de 5cm se retrouvent au centre de la maille. Dans le cas des mailles réduites (20x20 cm<sup>2</sup>), quatre mesures par maille ont été réalisées en déplaçant légèrement le dispositif de mesure (1 à 2 cm latéralement).



**Fig. 4.32. Représentation des quatre positions de mesure par maille**

Une maille auscultée est considérée comme une zone de mesures. La variabilité locale ( $V_L$ ) de CND est donc étudiée pour chaque maille. La  $V_L$  retenue est calculée par la moyenne de valeurs identifiées dans toutes les mailles auscultées. La variabilité globale de CND est quantifiée par l'ensemble des mesures effectuées sur une face, soit une surface de  $1.5 \times 0.9 \text{ m}^2$  sur le mur I, de  $2.0 \times 0.6 \text{ m}^2$  sur le mur III et  $0.6 \times 0.6 \text{ m}^2$  sur le mur IV. Les valeurs de ces variabilités (répétabilité, locale et globale) sont statistiquement quantifiées par le coefficient de variation ( $cv$  en %) des mesures.

### (b) Résultats

Les résultats d'auscultation sont résumés dans le tableau 4.6 pour les trois observables exploitables : la résistivité électrique de 5 cm ( $\rho_{a5}$  en  $\Omega.m$ ), la vitesse ultrasonore indirecte ( $V_{ind}$  en m/s) et le rebond. Chaque observable est caractérisé en forme de la valeur moyenne ( $m$ ) et du coefficient de variation ( $cv$  en %) à différentes échelles de la variabilité spatiale.

**Tableau 4.6. Résultats d'auscultation : moyenne ( $m$ ) et coefficient de variation ( $cv$  en %)**

Structure	Face	Echelle	$\rho_{a5}$ ( $\Omega.m$ )		$V_{ind}$ (m/s)		Rebond		
			$m$	$cv$	$m$	$cv$	$m$	$cv$	$cv^*$
Mur I	N	$\bar{V}_L$		25.5		4.4			12.9
		$V_G$	6075	30.4	2459	4.6	31.3	7.1	14.6
Mur III	N	$\bar{V}_L$		8.1		2.9			7.0
		$V_G$	300	28.2	4050	3.7	45.6	3.4	7.6
	S	$V_R$	333	1.0	3996	0.9			
		$\bar{V}_L$		8.8		2.4			7.0
		$V_G$	517	27.3	3971	3.5	43.9	4.6	8.2
Mur IV	N	$\bar{V}_L$		19.4					
		$V_G$	2637	21.1					
	S	$\bar{V}_L$		25.6					
		$V_G$	2754	35.6					

On remarque d'abord que les mesures d'ultrason et de rebond n'ont pas été effectuées sur le mur IV. Les murs I et IV ont été construits la même année (1965). Ils présentaient une forte rugosité avec les granulats apparents. Lors de la campagne de mesures (octobre 2012), le béton d'enrobage de 47 ans est apparu arraché sur certaines zones, en particulier sur la face S du mur IV (Fig. 4.33). Les résultats de résistivité électrique s'expliquent par ces remarques. La gamme de valeurs de la résistivité électrique est très élevée, de l'ordre de  $6 \text{ k}\Omega.m$  sur le mur I- N et de  $2.6\text{-}2.7 \text{ k}\Omega.m$  sur le mur IV. Cela peut s'expliquer par une épaisseur importante de carbonatation ( $\approx 25 \text{ mm}$ , confirmée par la mesure de phénolphthaléine faite sur place). Les mesures de la résistivité électrique sont également très variables sur ces deux murs. La

variabilité locale varie de 20 à 25%, tandis que la variabilité globale peut augmenter jusqu'à 35%. De plus, on estime que les deux faces N et S du mur IV seraient dans le même état d'humidité car leurs résistivités électriques sont comparables, avec un écart relatif d'environ 4.4%.



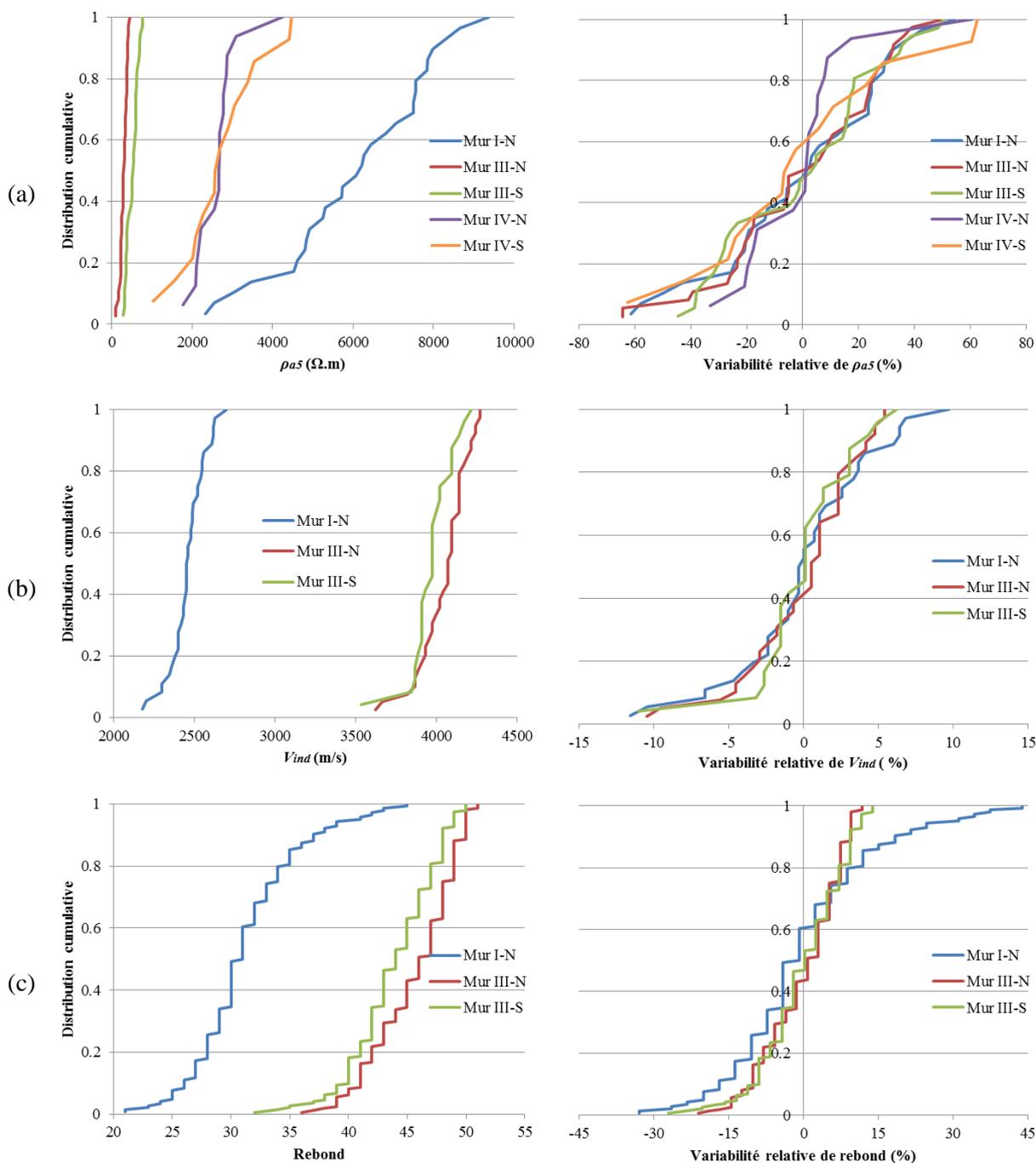
*Fig. 4.33. Photo du mur IV-Sud avec la délamination du béton*

Le mur III présentait une surface plus lisse que les deux murs ci-dessus. Les zones d'auscultation ont été nettoyées au préalable à l'aide d'une ponceuse vibrante en utilisant un papier à grain intermédiaire en évitant d'éliminer la laitance. Seule la résistivité électrique de 5 cm est exploitée à cause de la taille réduite des mailles d'armatures (20x20 cm<sup>2</sup>). En réalité, les mesures de résistivité électrique avec les électrodes de 10 cm ont été perturbées par le ferrailage. Les deux faces du mur III présentaient une différence de résistivité électrique. Cela peut s'expliquer par les modifications de la surface du béton soumise aux différentes conditions climatiques. On a noté que la face S a été auscultée à la fin de l'après-midi (à partir de 17h30, le 15 octobre 2012), la face N a été auscultée au début de la matinée (à partir de 8h30, le 16 octobre 2012), et la nuit du 15 au 16 octobre a connu des précipitations. Après la mesure de la résistivité électrique sur la face N, les mesures de répétabilité ont été effectuées sur la face S en donnant une valeur comparable. Les deux faces du mur III ont les mêmes ordres de variabilité à deux échelles locales ( $cv = 8-9\%$ ) et globale ( $cv = 27-28\%$ ). Les variabilités globales de résistivité électrique sont comparables entre les trois murs auscultés (Fig. 4.34a).

Le mur III présentait des valeurs de vitesse ultrasonore indirecte plus élevées que le mur I, mais la vitesse ultrasonore indirecte est plus variable sur le mur I. Une faible différence de vitesse est identifiée entre deux faces du mur III, de l'ordre de 80 m/s. Les valeurs de  $cv$  de vitesse varient de 2.4 à 4.4% à l'échelle locale et de 3.5 à 4.6% à l'échelle globale. Ces variabilités sont comparables avec celles observées sur les dalles du site test en laboratoire (Fig. 4.34b).

Les résultats du rebond suivent la même logique que ceux de la vitesse ultrasonore indirecte. Le mur III présentait une surface plus dure que le mur I. Cependant, les variabilités de rebond sur le mur I sont les plus élevées. Dans le cas du rebond, le  $cv$  est calculé sur les

valeurs moyennes observées dans les mailles auscultées. Le  $cv^*$  est calculé sur l'ensemble des mesures individuelles. Les valeurs de  $cv^*$  de rebond augmentent à 12.9% en moyenne pour la variabilité locale et à 14.6% pour la variabilité globale. La figure 4.34c présente la variabilité relative (cf. §2.3.4) du rebond à l'échelle globale. Elle montre également une forte variabilité de rebond sur le mur I-N. La variabilité relative de rebond sur le mur III est comparable à celle observée sur le site-test en laboratoire.



**Fig. 4.34. Distribution cumulative et variabilité relative pour : (a) la résistivité électrique de 5 cm, (b) vitesse indirecte et (c) rebond.**

## 4.2.2. Corrélation spatiale : mesures sur le mur III-N

### 4.2.2.1. Analyse statistique des données

L'auscultation des murs a été complétée par l'identification de la corrélation spatiale de certains observables. Ce travail a pour objectif d'estimer la longueur de corrélation des observables (cf. Annexe 4.1). Cette information est importante pour une meilleure estimation de la variabilité spatiale. Elle permet également de mettre en place une stratégie d'échantillonnage (Nguyen 2013). Par la suite, il sera possible d'étudier la longueur de corrélation des indicateurs d'intérêt (ex. résistance, saturation) après inversion des modèles empiriques.

Le mur III-N a été choisi pour réaliser les mesures de corrélation spatiale en raison de sa grande longueur. Il est nécessaire d'avoir au moins trente mesures espacées pour assurer la qualité du variogramme. Étant donné les contraintes techniques (durée maximale des mesures), nous avons décidé effectuer trente mesures pour chacune des techniques dites « rapides ». Les observables (notés obs.) de ces techniques sont détaillés comme suit :

- Ultrason (US) : la vitesse directe (obs.5) et la vitesse indirecte (obs.20) ;
- impact-écho (IE) : le module d'Young dynamique (obs.7) et la vitesse d'ondes de compression (obs.8) ;
- capacité (Capa) : la permittivité de grandes électrodes (obs.9) et la permittivité de moyennes électrodes (obs.10) ;
- résistivité électrique de 5 cm (obs.11) ;
- radar : l'amplitude pic à pic (obs.14) et la vitesse d'onde directe (obs.15) ;
- rebond (obs.19).

Pour ce faire, trente mailles d'armatures de 20x20 cm<sup>2</sup> ont été repérées par le radar sur un profil horizontal du mur III-N (Fig. 4.35), soit une longueur totale de 6.4 m. Pour chaque technique considérée, le protocole d'auscultation a été également appliqué sur ce profil de mesures. Une valeur moyenne a été calculée dans chaque maille. Il y a donc 30 valeurs mesurées au total pour chaque observable.



*Fig. 4.35. Profil des mailles étudiées sur le mur III-N*

Les résultats des mesures sont résumés dans le tableau 4.7 pour les dix observables étudiés N° 5, 7, 8, 9, 10, 11, 14, 15, 19 et 20. Chaque observable est caractérisé par la moyenne ( $m$ ), l'écart-type ( $\sigma$ ) et le coefficient de variation ( $cv$  en %). Les valeurs de  $cv$  montrent que la variabilité globale du béton est faible sur le profil de mesures, en particulier pour les vitesses d'ultrason et d'impact-écho, de l'ordre de 0.8-0.9%, qui résultent des mesures effectuées en transmission directe. Pour les techniques surfaciques, les  $cv$  sont plus élevés, mais restent encore faibles, sauf la résistivité électrique de 5 cm ( $cv = 13.3\%$ ).

**Tableau 4.7. Résultats des mesures effectuées sur le profil d'auscultation du mur III-N**

Technique	US		IE		Capa		Résistivité		Radar		Rebond
Obs.	5	20	7	8	9	10	11	14	15	19	
Unité	m/s	m/s	GPa	m/s	-	-	$\Omega.m$	-	cm/ $\eta s$	-	
$m$	4601	4016	42.0	4407	8.60	6.87	1725	0.376	11.6	41.9	
$\sigma$	38	174	0.9	39	0.29	0.22	229	0.014	0.8	1.0	
$cv$ (%)	0.8	4.3	2.3	0.9	3.3	3.2	13.3	3.6	6.6	2.4	

#### 4.2.2.2. Analyse géostatistique des données

Pour le mur III-N, les variogrammes sont présentés dans les figures 4.33 et 4.34 pour les observables : (a) la vitesse ultrasonore directe (obs.5), (b) le module d'Young dynamique (obs.7), (c) la vitesse d'impact-écho (obs.8), (d) la permittivité de grandes électrodes (obs.9), (e) la permittivité de moyennes électrodes (obs.10), (f) la résistivité électrique de 5 cm (obs.11), (g) l'amplitude pic à pic radar (obs.14), (h) la vitesse d'onde électromagnétique directe (obs.15), (i) le rebond (obs. 19) et (j) la vitesse ultrasonore indirecte (obs.20). Ils ont été construits pour une distance maximale de 320 cm égale à la moitié de la longueur totale du profil de mesures. Les caractéristiques principales de ces variogrammes sont résumées dans le tableau 4.8.

**Tableau 4.8. Caractéristiques des variogrammes du mur III-N**

Technique	US		IE		Capa		Rési.	Radar		Rebond
Obs.	5	20	7	8	9	10	11	14	15	19
Portée (cm)	150	-	150	60	150	-	150	-	-	-
Palier	1300	-	0.95	1400	0.015	-	75000	-	-	-
Effet pépite	400	29580	0.3	600	0.110	0.049	10000	0.593	1.87E-4	1.03
Pépite/Palier (%)	30.8	-	31.6	42.9	13.6	-	13.3	-	-	-

Pour ce mur, des longueurs de corrélation ne sont identifiées que pour certains observables (Fig. 4.36). Elles sont de l'ordre de 150 cm pour la vitesse ultrasonore directe, le module d'Young dynamique, et la résistivité électrique. Les variogrammes expérimentaux de ces observables peuvent être modélisés par des modèles sphériques. Le variogramme de la

vitesse d'impact-écho peut être ajusté par un modèle gaussien, qui présente une portée de 60 cm. Le variogramme de la permittivité de grandes électrodes est ajusté par un modèle exponentiel, qui présente une portée pratique de 150 cm. Les observables d'ultrason et d'impact-écho sont sensibles aux propriétés mécaniques du béton telles que la résistance à la compression et le module d'élasticité. La résistivité électrique et la capacitive sont sensibles à l'état d'humidité en surface. Dans le cas de ce mur, il est recommandé de réaliser des essais destructifs (carottages) avec un écartement minimal de 150 cm (ex. une carotte tous les deux mètres peut garantir une bonne estimation de la moyenne et de la variance).

Par contre, les variogrammes des autres observables (Fig. 4.37) montrent que les mesures sont indépendantes. Cela peut s'expliquer par la faible corrélation spatiale du béton dans le sens horizontal du mur. Cette corrélation spatiale ne peut être distinguée du bruit des mesures. La longueur de corrélation dépend alors de la corrélation structurale du béton et de la nature de chaque paramètre physique mesurée.

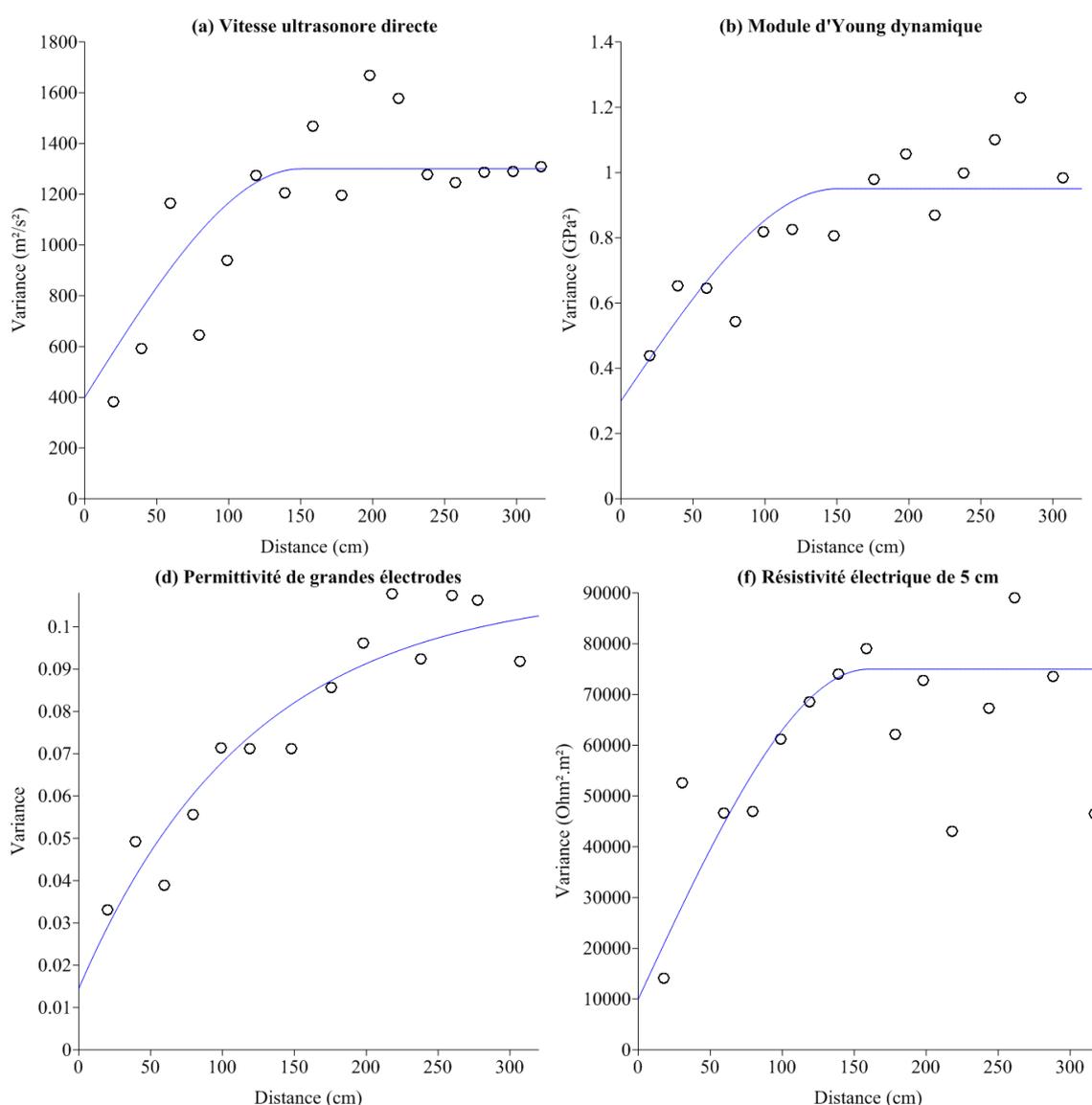


Fig. 4.36. Variogrammes et modèles d'ajustement des observables N° 5, 7, 9, 11

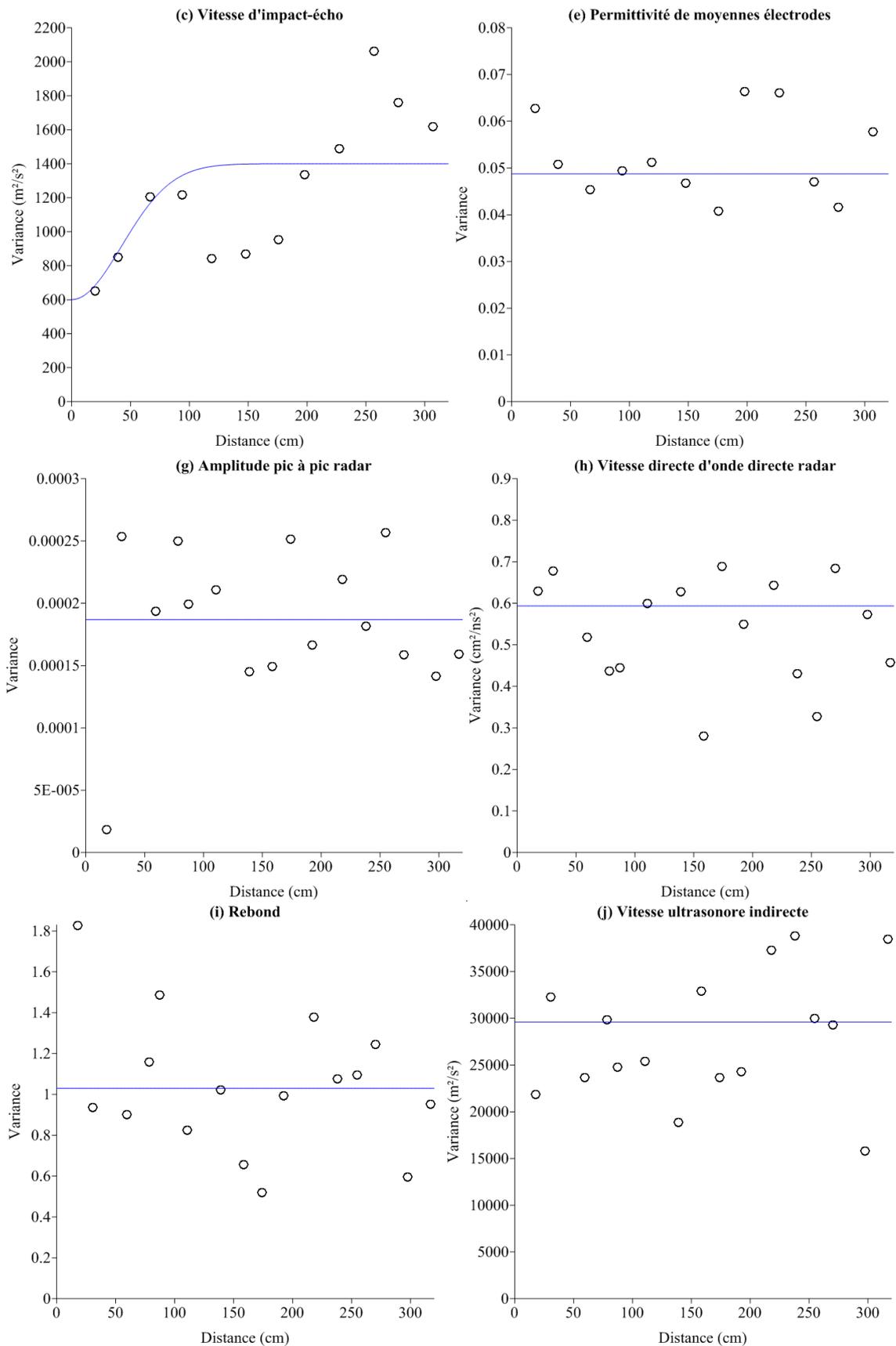


Fig. 4.37. Variogrammes et modèles d'ajustement des observables N° 8, 10, 14, 15, 19, 20

### 4.3. CONCLUSIONS

Dans le cadre du projet de recherche ACDC-C2D2, deux ouvrages ont été auscultés par les techniques de CND : le pont de Marly et les murs de la centrale thermique du Havre. Les résultats présentés dans le dernier chapitre ont été obtenus à partir de chacune des deux campagnes de mesures (une semaine par ouvrage). Ils portent sur les observables de CND comme l'amplitude radar, les résistivités de 5 cm et 10 cm, les vitesses ultrasonores directe et indirecte et le rebond. L'objectif était d'évaluer la variabilité spatiale des mesures de CND et ensuite de déduire la variabilité spatiale du béton en conditions réelles. Les propriétés du béton, en particulier la résistance mécanique, a été évaluée par la combinaison des techniques de CND en considérant trois démarches différentes : (i) utilisation des modèles identifiés en laboratoire, (ii) méthode SonReb et (iii) régression multiple. La corrélation spatiale des mesures de CND ainsi que de la résistance mécanique du béton a été également évaluée sur une pile (une surface auscultée de 2x1 m<sup>2</sup>) et sur un mur (un profil de mesures de 6 m de long).

Pour le premier ouvrage, l'auscultation a été faite sur deux piles : l'une située au centre du pont (pile P4), l'autre située au bord plus exposée à des variations de conditions climatiques (pile P16). Les conclusions sont suivantes :

- La pré-auscultation faite avec le protocole de mesure simple (une mesure par maille d'armatures) a permis de considérer un grand nombre des mailles réparties sur la surface auscultée et donc d'identifier les trois zones d'auscultation dites « extrêmes » sur chaque pile, c'est-à-dire qu'elles présentent les valeurs maximale, intermédiaire et minimale de la propriété du béton (la résistance mécanique).
- La répétabilité de la résistivité électrique est supérieure à celle mesurée en laboratoire, de l'ordre de 2%, à cause de conditions non contrôlées comme le béton trop sec, la présence d'une couche isolante (peinture), la température de l'air, etc. La gamme de valeurs de la résistivité électrique est très élevée sur les deux piles. En effet, la mesure de la résistivité électrique était impossible sur la face Ouest de la pile P16.
- Sur chaque pile auscultée, les mesures de vitesse ultrasonore indirecte et de rebond ont montré une faible différence de variabilité (inférieure à 1.5% entre deux échelles locale et globale). Les variabilités de ces deux observables sont comparables avec celles observées sur le site test. La différence entre les faces Est et Ouest de la même pile est faible. En dépit des mesures de résistivité électrique, la différence entre deux piles auscultées est également faible, avec un écart de moins de 350 m/s pour la vitesse ultrasonore indirecte et un écart de moins de 1.5 pour le rebond. Par ailleurs, les mesures de résistivité électrique peuvent enregistrer un contraste d'humidité en surface entre deux piles.

- Le test comparatif semble confirmer que les deux piles auscultées ont été coulées avec le même béton et les gâchées ont des propriétés très proches. La variabilité du béton à l'échelle de la pile est faible, de l'ordre de quelques pourcents.
- Quand les modèles identifiés en laboratoire sont utilisés sans aucune calibration, l'erreur quadratique moyenne (EQM) de résistance mécanique peut varier de 2.3 à 21 MPa. La calibration de ces modèles est donc nécessaire en se basant sur un nombre minimal de prélèvements. L'effet du nombre de prélèvements a été analysé. Il indique qu'une calibration faite avec trois éprouvettes présentant les valeurs mesurées extrêmes (maximale, intermédiaire, minimale) de la résistance mécanique du béton peut être une option intéressante.
- La méthode SonReb conduit à une bonne estimation de la valeur moyenne de la résistance mécanique, cependant la variabilité de la résistance mécanique est sous-estimée. Le recours à la régression multiple avec des fonctions de puissance et l'intégration d'une troisième technique de CND sensible à la variation de l'humidité (radar ou résistivité électrique) permet d'améliorer la précision sur l'évaluation de la variabilité spatiale.

De plus, l'étude de la corrélation spatiale sur une autre pile (pile P8) montre une longueur de corrélation de 40 cm pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond. Cette distance est prise en compte dans le processus d'interpolation spatiale par le krigeage pour représenter la variabilité spatiale en forme de cartographie. La carte construite par krigeage aide à localiser des zones de prélèvements pour les essais destructifs. Le variogramme de la résistance mécanique montre une longueur de corrélation de 60 cm.

Concernant la centrale thermique EDF du Havre, l'auscultation a été réalisée sur trois murs construits en 1965 (murs I et IV) et en 2004 (mur III). Les premiers résultats portent essentiellement sur la variabilité spatiale des bétons. Les conclusions sont les suivantes :

- Sur les murs I et IV, la gamme de valeurs de la résistivité électrique est très élevée, de 3 à 6 k $\Omega$ .m. Cela peut s'expliquer par une épaisseur importante de carbonatation (béton de 47 ans). Les mesures de la résistivité électrique sont très variables, les variabilités sont de l'ordre de 20 à 25% à l'échelle locale et de 30 à 35% à l'échelle globale.
- Sur le mur III, la résistivité électrique montre une différence significative de variabilité entre deux échelles locale et globale. Pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond, leurs variabilités sont comparables avec celles observées sur le site test et sur les piles du pont de Marly.
- Une extension de la surface auscultée a été faite pour l'étude de la corrélation spatiale par un profil de mesures de 6 m. Les résultats montrent que la corrélation spatiale n'est identifiée que pour certains observables comme la vitesse ultrasonore directe, le module d'Young dynamique, la permittivité de grandes électrodes et la résistivité

électrique. La longueur de corrélation spatiale est de l'ordre de 150 cm. Elle dépend du paramètre physique mesuré (la qualité et le type d'observable utilisé) et du béton de la structure auscultée.

## CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Les techniques de contrôle non destructif (CND) constituent une des voies adaptées pour évaluer la variabilité spatiale et les propriétés du matériau béton. Dans le cadre de cette thèse, les techniques de CND considérées sont choisies parmi les plus complémentaires : radar, résistivité électrique, ultrasons et scléromètre. De nombreux observables ont été exploités comme l'amplitude positive (pic à pic) du signal direct des ondes électromagnétiques, les vitesses ultrasonores directe et indirecte, les résistivités apparentes de 5 cm et 10 cm ainsi que leur contraste et l'indice de rebond. Une large campagne expérimentale a été effectuée sur un site test (plusieurs dalles d'une taille d'un élément de structure), ainsi que deux ouvrages réels. L'objectif principal est d'analyser la capacité des techniques de CND à évaluer les variabilités des bétons. Les conclusions issues de cette thèse sont les suivantes :

### Étude de la variabilité

La variabilité des bétons a été évaluée à trois échelles principales : ponctuelle (répétabilité), locale (une zone d'une maille ou de quelques mailles d'armatures, soit quelques décimètres carrés) et globale (une partie d'ouvrage, soit quelques mètres carrés). Cette démarche a pour but de quantifier l'incertitude due à la mesure et celle due à la variabilité du matériau. Elle nous permet par la suite de modéliser l'incertitude pour la faire propager dans les modèles d'identification des propriétés du béton (ex. résistance mécanique, humidité).

- La répétabilité ( $V_R$ ) est strictement l'incertitude liée à la méthode. Elle représente l'erreur de mesures qui doit être prise en compte dans les modèles empiriques. La  $V_R$  a été quantifiée par une série de 10 mesures sur le même point sur un intervalle de temps court (quelques secondes à quelques minutes suivant la technique considérée). Le protocole a été défini dans le cadre du projet du Réseau Génie Civil et Urbain (RGCU) ACDC-C2D2 et du projet ANR EvaDéOS. En laboratoire, la  $V_R$  a été quantifiée par une série de 20 mesures sur le même point, afin de pouvoir augmenter la précision. On observe que la  $V_R$  de chaque technique est différente entre le laboratoire et l'ouvrage. Elle dépend de l'état du matériau et des conditions environnementales. La gamme de valeurs de  $V_R$  est généralement inférieure à 1% pour toutes les techniques de CND.
- La variabilité locale ( $V_L$ ) représente la variabilité intrinsèque du matériau et l'effet de la mise en œuvre du béton pour un matériau supposé globalement homogène. Elle a été quantifiée par une série de mesures effectuées sur une zone de petites dimensions : une maille d'armatures de 45x45 cm<sup>2</sup> sur les dalles du site test, toute la surface (25x50 cm<sup>2</sup>) sur un corps d'épreuve de 50x25x15 cm<sup>3</sup> au laboratoire, ou une zone constituée de quatre mailles réduites (ex. 20x20 cm<sup>2</sup>) sur des ouvrages réels. Les résultats obtenus sur le site test montrent que la  $V_L$  varie de 3.5 à 6% pour l'amplitude radar, de 3.5 à 7.5% pour la résistivité électrique, de 2.5 à 4.5% pour la vitesse ultrasonore indirecte et de 6.0 à 8.5% pour le rebond. Sur ouvrage, la variabilité locale n'est pas

modifiée significativement pour la vitesse ultrasonore indirecte et le rebond (cas du pont de Marly), mais la  $V_L$  de la résistivité électrique est plus élevée à cause des conditions non contrôlées (ex. le béton trop sec, l'épaisseur carbonatée, la température de l'air et du matériau, etc.).

- La variabilité globale ( $V_G$ ) représente la variabilité du matériau à l'échelle d'un élément d'une structure. Elle a été quantifiée par l'ensemble des mesures effectuées sur les structures exposées aux conditions climatiques réelles ayant une surface auscultée d'environ 2.0x2.5 m<sup>2</sup> (cas des dalles du site test et des piles du pont de Marly, ainsi que pour les murs de la centrale thermique du Havre). La variabilité globale est généralement plus élevée que la variabilité locale pour tous les observables de CND considérés, dans la mesure où elle intègre des phénomènes complémentaires. Les résultats obtenus sur le site test montrent que la  $V_G$  varie de 4.5 à 10.5% pour l'amplitude radar, de 5 à 20% pour la résistivité électrique, de 2.5 à 5.0% pour la vitesse ultrasonore indirecte et de 7.2 à 8.6% pour le rebond. Pour cette dernière technique, une faible différence entre les deux échelles locale et globale indique qu'elle présente un bruit élevé des mesures, qui peut nuire à l'identification de la variabilité intrinsèque du matériau.

L'analyse de la variabilité a été également exploitée afin de déterminer le nombre minimal de mesures nécessaire pour obtenir la valeur d'un observable à un niveau de confiance souhaité. Cela permet d'estimer la qualité de la mesure de CND. Le nombre de mesures a été évalué pour les différentes échelles de variabilité. Par exemple, pour quantifier la variabilité locale du béton avec une précision de 5%, le nombre minimal de mesures est de 4 pour l'ultrason, 6 pour la résistivité électrique, 4 pour le radar, et 9 pour le rebond. Cette méthodologie a été appliquée pour les mesures sur les petites dalles des bétons carbonatés et sur deux ouvrages réels dans le cadre des projets de recherche ANR EvaDéOS et RGPU ACDC-C2D2.

### **Étude de la corrélation spatiale**

La corrélation spatiale des mesures de CND a été étudiée à l'aide de l'analyse variographique. Elle est caractérisée par la longueur de corrélation qui définit la distance au-delà de laquelle les mesures ne sont pas corrélées (indépendantes). Les résultats obtenus montrent que la longueur de corrélation peut être estimée pour les techniques considérées. Elle est de l'ordre de 60 cm pour les mesures du radar et de la résistivité électrique effectuées sur le site test (les bétons à 28 jours), qui présente probablement une variation d'humidité sur la surface des dalles, tandis que la variation de résistance mécanique est très faible. Par ailleurs, la longueur de corrélation a été également identifiée, de l'ordre de 40 cm, pour les mesures de l'ultrason et du rebond effectuées sur un ouvrage (cas du pont de Marly) qui présente un contraste de résistance mécanique du béton plus élevé. Il s'agit alors de la longueur de corrélation liée à la technique. Ensuite, nous avons pu estimer une longueur de

corrélation pour la résistance mécanique, de l'ordre de 60 cm, en utilisant un modèle empirique de type  $f_c = f(V_{ind}, R)$ . Cette distance représente la structuration spatiale du matériau. De plus, on pourrait estimer la longueur de corrélation des autres propriétés du béton avec la même approche. Sur le mur à la centrale thermique EDF du Havre, la longueur de corrélation identifiée est plus importante, elle de l'ordre de 150 cm. Ce résultat n'est pas généralisable pour l'ensemble des observables utilisés sur cet ouvrage.

La connaissance de la longueur de corrélation est un résultat nouveau, qui permettra d'une part de mieux évaluer la variabilité spatiale des bétons (une estimation plus réaliste à partir des mesures indépendantes) et d'une autre part d'alimenter de manière plus juste les calculs fiabilistes des ouvrages (ex. optimisation de la stratégie de maintenance, calcul de la durée de vie des ouvrages). Cette stratégie est en cours d'étude dans le cadre du projet ANR EvaDéOS. Dans l'immédiat, elle permet d'identifier un pas d'échantillonnage optimal sur ouvrage en utilisant le nombre de mesures nécessaire calculé par l'analyse statistique. Ce pas d'échantillonnage pourrait être utilisé pour des mesures plus précises (technique de CND de meilleures qualités ou plus lente), pour positionner les prélèvements, ou pour un suivi temporel de l'ouvrage. Par exemple, dans le cas de dalle D1 du site test, il est plus judicieux de réaliser 12 mesures de résistivité électrique pour évaluer la variabilité globale sur une surface de 2.0 x 2.45 m<sup>2</sup>. On peut donc distribuer ces 12 mesures avec une distance minimale de 60 cm (la longueur de corrélation identifiée pour cette technique de CND). Cette longueur de corrélation est également utilisée comme un paramètre d'entrée dans les outils géostatistiques d'interpolation spatiale comme le krigeage pour réaliser des cartographies des propriétés du matériau.

### **Étude de l'effet de la carbonatation et des gradients d'humidité**

L'existence de gradient dans l'épaisseur du béton peut s'avérer un facteur influençant la variabilité des mesures aux différentes échelles. Pourtant la présence d'un gradient d'humidité sur les bétons exposés aux conditions naturelles, ou la carbonatation du matériau depuis sa surface sont des phénomènes courants. Ainsi nous avons choisi d'étudier cette question sur des bétons de laboratoire en conditions contrôlées. Plusieurs profondeurs de carbonatation (de 0 à 20 mm visés) et des gradients d'humidité de différentes intensités ont été considérés. Le gradient d'humidité dans le béton a été suivi par des capteurs d'humidité et de température positionnés à différentes profondeurs. Ce travail permet de quantifier l'effet de la carbonatation sur les mesures de certaines techniques de CND (résistivité électrique, ultrason et rebond). Et les effets sur leurs variabilités ont été évalués. Les résultats obtenus à partir des séries de mesures effectuées sur les corps d'épreuve ont montré que :

- La gamme de valeurs de la résistivité électrique est fortement changée en fonction de la profondeur de carbonatation. Elle augmente de 1.5 à 3 fois pour la résistivité électrique de 5 cm et de 1.1 à 1.6 fois pour la résistivité électrique de 10 cm lorsque la profondeur de carbonatation passe de 0 à 20 mm et si le béton est en condition de

saturation totale. L'augmentation des résistivités est plus forte si le béton est à l'état de saturation partielle (50%) car la mesure est soumise à la fois aux effets de la carbonatation et de la saturation. La mesure de la résistivité électrique effectuée avec le dispositif quadripolaire permet de déterminer le contraste de résistivité, indépendamment des gammes de résistivité des bétons. Il indique que le contraste de résistivité est également sensible à la profondeur de carbonatation. Il évolue de 1.1 à 3.0 quand l'épaisseur carbonatée passe de 0 à 15 mm. Une baisse de contraste est remarquée lorsque la carbonatation atteint une profondeur de 20 mm.

- Pour la vitesse ultrasonore indirecte, l'effet de la carbonatation n'est pas visible, contrairement aux variations de teneur en eau. L'écart de vitesse est de l'ordre de 350 à 550 m/s sur la même dalle à 100% et 50% de saturation, la vitesse augmentant avec l'humidité.
- Le rebond augmente de 3 points en moyenne sur le béton carbonaté en condition saturé. L'effet de la carbonatation est plus remarquable pour le rebond mesuré sur le béton de saturation partielle (ex. le mur en condition ambiante, les dalles à 50% de saturation), un écart de rebond, de 3.5 à 9.5 points, peut être mesuré entre les bétons non carbonaté et carbonaté à une profondeur de 15 ou 20 mm.
- En ce qui concerne la variabilité des mesures de CND, l'effet de la carbonatation n'influence pas la répétabilité des mesures. Dans le cas du béton saturé, il est seulement notable pour la variabilité locale de la résistivité de 5 cm et du rebond dont les *cv* augmentent légèrement. Un écart de *cv* de 5% peut être identifié entre les bétons non carbonaté et carbonaté. Cependant, l'effet de la carbonatation sur la variabilité locale des mesures reste faible par rapport à l'effet de la saturation partielle. Le degré de saturation joue un rôle important sur la gamme de valeurs de variabilité des mesures. À l'état de 50% de saturation, la variabilité locale augmente considérablement pour les mesures de résistivité électrique (*cv* =15-30%). Elle augmente légèrement pour les mesures de vitesse ultrasonore. Au contraire, les mesures de rebond sont plus variables sur le béton saturé.

### **Étude de la combinaison des techniques de CND**

Un autre aspect de ce travail est l'étude de la combinaison des données issues de différentes techniques de CND. De nombreuses approches ont été utilisées pour combiner les données des techniques considérées, telles que la méthode SonReb, la régression multiple et la méthode probabiliste bayésienne. Certains modèles ont été déterminés à partir des données mesurées en laboratoire. Ils ont été appliqués afin d'évaluer la résistance à la compression du béton sur ouvrage. Les résultats obtenus montrent :

- Dans le cas des essais sur le site test, la méthode SonReb permet une estimation de la moyenne globale avec une bonne précision. Cependant, il est impossible d'évaluer une autre propriété comme l'humidité sans l'intégration d'une technique de CND

électrique ou électromagnétique. Le test sur la première campagne de mesures a montré qu'il est possible de la prendre comme référence (ex. la mesure à 28 jours) pour une première calibration afin de l'utiliser dans une nouvelle campagne de mesures dans le cadre du suivi régulier de l'ouvrage. La combinaison avec la méthode de la régression multiple avec des formes non linéaires a montré une bonne efficacité dans l'estimation de la résistance mécanique et la teneur en eau des bétons étudiés.

- Dans le cas des piles du pont de Marly, sans aucune calibration des modèles, l'erreur quadratique moyenne peut varier de 2.3 à 21 MPa pour la résistance mécanique. Il est donc nécessaire de réaliser une calibration des modèles sur la base d'un nombre minimal de prélèvements. Lors de la calibration de ces modèles, l'effet du nombre de prélèvements utilisés a été analysé. Une calibration reposant sur trois éprouvettes présentant les valeurs mesurées extrêmes (maximale, minimale, intermédiaire) de la résistance à la compression du béton semble être une option intéressante pour calibrer les modèles. L'erreur quadratique moyenne de la résistance peut diminuer d'environ 4 MPa quand on utilise trois éprouvettes au lieu d'une seule éprouvette. Pour l'instant, la calibration des modèles vise à obtenir la meilleure estimation de la valeur moyenne des propriétés d'intérêt (ex. la résistance à la compression, la teneur en eau massique). La variabilité spatiale des propriétés n'a pas été encore intégrée comme une fonction de coût dans le processus de calibration.
- L'étude comparative entre différentes approches de combinaison montre que la méthode SonReb seule permet uniquement d'évaluer la moyenne de la résistance mécanique. En effet, l'évaluation de la variabilité des bétons sur site est de très mauvaise qualité. Le recours à la régression multiple avec des fonctions de puissance et l'intégration d'une troisième technique de CND sensible à la variation de l'humidité (résistivité électrique ou radar) permet d'améliorer la capacité prédictive notamment sur l'évaluation de la variabilité globale. Enfin, la prise en compte des incertitudes dans le processus d'inversion en utilisant la simulation Monte-Carlo et l'opérateur de combinaison bayésienne permettent en plus de l'évaluation de la moyenne et de la variabilité, la prise en compte de l'incertitude liée à la variabilité locale.

### **Stratégie d'évaluation in-situ par le CND**

Dans le cadre du projet ACDC-C2D2, nous avons réalisé deux vastes campagnes de mesures (presque une semaine de mesures par ouvrage) sur les piles du pont de Marly et les murs de la centrale thermique du Havre. Ces deux campagnes ont permis de mettre en place des protocoles de mesures et une stratégie efficace de diagnostic qui comprend les phases principales : (i) l'étude préliminaire, (ii) la pré-auscultation, (iii) l'auscultation, (iv) la consolidation des données et (iv) l'interprétation des résultats.

- (i) La première phase a pour objectif de recueillir les informations existantes de l'ouvrage ainsi que de définir les besoins de la gestionnaire d'ouvrage et les

protocoles de mesures. Le recueil d'informations s'appuie sur la consultation des archives comme les dessins de conception, la formulation du matériau, etc. Une visite préliminaire doit être organisée pour l'observation de l'ouvrage et de son environnement.

- (ii) La pré-auscultation est composée de l'inspection visuelle et des mesures faites par les techniques dites « rapides ». Les mailles d'armatures sont repérées à l'avance par radar ou pachomètre. On peut ensuite réaliser les premières mesures avec différentes techniques comme l'ultrason (transmissions directe et/ou indirecte), le scléromètre, la résistivité électrique, etc. en utilisant le protocole simple (une mesure par maille). Ces mesures peuvent servir à identifier les zones dites « extrêmes » d'une propriété (minimale, intermédiaire et maximale) sur la surface auscultée. Cette phase est généralement faite au cours d'une journée de mesure en fonction de la contrainte du temps et du budget possible. Dans le cadre de cette phase, et si cela est nécessaire, les longueurs de corrélation sont identifiées afin de générer des cartographies spatiales pour localiser les zones optimales et pour effectuer les mesures d'auscultation.
- (iii) L'auscultation est ensuite réalisée ensuite avec les techniques de CND selon les protocoles définis dans la première phase. Cette phase est basée sur la méthodologie du laboratoire, avec un nombre de mesures nécessaire optimisé à l'échelle locale (pour obtenir une valeur locale représentative), tandis qu'à l'échelle globale le pas d'échantillonnage est fixé en fonction de la longueur de corrélation identifiée et de la précision souhaitée. La cartographie de l'observable de CND est construite pour représenter la variabilité spatiale du matériau et donc optimiser les positions et le nombre des prélèvements. Dans le cas où une structure est auscultée par les différentes techniques, une étude comparative faite sur place est une option intéressante pour augmenter le niveau de confiance.
- (iv) La consolidation des données permet de retirer les points aberrants, et de traiter les mesures de certains biais le cas échéants. Cette étape peut être très succincte, ou beaucoup plus lourde (cas des balcons d'un bâtiment Nantes Habitat qu'ont été auscultés dans le projet EvaDéOS, mais n'ont pas présentés dans cette thèse). Finalement elle permet de donner du crédit à l'analyse menée lors de l'étape suivante.
- (v) L'interprétation des résultats consiste en l'évaluation des propriétés du matériau béton, de l'état de l'ouvrage et la prédiction de la durée de vie. Cette dernière phase est souvent faite en laboratoire. Les essais destructifs sont effectués sur les carottes pour donner les informations de référence. Ces informations sont donc utilisées lors de la calibration des modèles empiriques.

## **PERSPECTIVES**

Les conditions environnementales (ex. l'humidité et la température de l'air) affectent les propriétés du matériau béton ainsi que les mesures de CND. Dans certains cas, les mesures sont très variables, voire impossibles. Il serait donc nécessaire d'affiner la connaissance et de quantifier l'effet des conditions climatiques sur les mesures de CND, ce qui permettra d'améliorer le protocole de mesures pour une meilleure évaluation des propriétés des bétons. Cette étude pourrait être réalisée en intégrant des échantillons de bétons dans un environnement climatique contrôlé (enceinte climatique en simulant par exemple une variation de l'humidité, la salinité et la température). Le suivi peut être réalisé par l'installation de capteurs d'humidité et de température dans les bétons. Dans le cas de cette étude il est également intéressant d'intégrer l'étude de la variabilité temporelle des bétons qui est d'un intérêt majeur pour le suivi et l'optimisation de la stratégie de maintenance des ouvrages. Elle peut être évaluée à l'aide de techniques de CND puisque les mesures sont répétables sur une même structure à différents instants.

Dans le cadre de cette thèse, l'approche de combinaison a montré des résultats intéressants. Toutefois, une étude plus approfondie permettra de montrer les limites de cette approche, notamment l'effet de la variabilité des bétons (ex. la résistance mécanique, la teneur en eau), la qualité de la mesure de CND et l'incertitude liée aux essais destructifs (l'essai de compression, la mesure de la teneur en eau, etc.). On pourrait imaginer d'intégrer dans la stratégie de pré-auscultation un critère qui permettra de nous renseigner sur la nécessité ou non de la combinaison ? Et sur le type de méthodes de CND à utiliser en combinaison ? Ainsi que sur la précision de l'évaluation ? De plus, d'autres méthodologies de combinaison peuvent être comparées pour évaluer leur pertinence comme par exemple la théorie des possibilités qui est développée par le Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique (LMA) dans le cadre du projet ACDC-C2D2 et EvaDéOS. Ce travail est en ce moment étudié dans le cadre du groupe de travail de la RILEM sur l'évaluation non destructive de la résistance des bétons.

Nous avons, dans cette étude, testé un seul béton carbonaté à une profondeur de 0 à 20 mm pour quantifier l'effet de la carbonatation sur les mesures de CND. Cette étude peut être poursuivie avec une profondeur de carbonatation plus importante et/ou sur des bétons différents. On peut également intégrer la profondeur de carbonatation dans les modèles d'inversion des techniques de CND soit pour améliorer la capacité prédictive des modèles CND et leur combinaison, soit pour prédire la carbonatation comme un indicateur de durabilité. L'étude de l'effet du gradient d'humidité est également importante, l'utilisation de plusieurs électrodes alignées (une flûte électrique) peut être envisagée pour effectuer une tomographie électrique de façon à remonter à un gradient de propriétés électriques voire une inversion pour remonter à un gradient d'humidité.

La variabilité spatiale des bétons a été évaluée sur les structures réelles, mais la surface auscultée est limitée par des dimensions de 2.0x2.5 m<sup>2</sup>. Une extension de la surface d'étude semble nécessaire pour explorer des échelles spatiales de variabilité supérieures, liées par

exemple à des variations des conditions de mise en œuvre au fil du chantier. L'étude d'un ouvrage dans son intégralité pourrait être menée, intégrant pour un même matériau les échelles de variabilité décrites précédemment ainsi que les variations liées aux différentes expositions des parties de l'ouvrage, aux différentes évolutions des parties de l'ouvrage à un âge donné, voire faire un suivi de celui-ci pour intégrer son évolution dans le temps. D'autre part, il serait intéressant de coupler l'analyse variographique avec la combinaison CND et l'inversion pour remonter au variogramme des propriétés des bétons et leur longueur de corrélation pour envisager une optimisation du positionnement des prélèvements de façon plus juste.

## RÉFÉRENCES

- (Abraham 2012) Abraham O., Piwakowski B., Villain G., Durand O. Non-contact, automated surface wave measurements for the mechanical characterisation of concrete. *Construction and Building Materials* 37 (2012) 904–915.
- (Aït-Mokhtar 2013) Aït-Mokhtar A., Belarbi R., Benboudjema F., Burlion N., Capra B., Poyet S. et *al.* Experimental investigation of the variability of concrete durability properties. *Cement and Concrete Research* 45 (2013) 21–36.
- (Alahmad 2009) Alahmad S. Traitement des fissurations dans les ouvrages hydrauliques. Thèse de doctorat, INSA de Toulouse, 2009, 225 p.
- (Al Wardany 2005) Al Wardany R. Caractérisation non destructive des structures en béton au moyen des ondes dispersives de Rayleigh et de Lamb, Thèse de doctorat cotutelle, Université de Sherbrooke et Université de Cergy-Pontoise, 2005.
- (Andrade 1998) Andrade C., Alonso C. Electrical methods used in the characterization of reinforced concrete and steel corrosion. *Concrete from Material to Structure – International RILEM Conferences*, in Arles, September 1996, p. 196-206.
- (Andrade 2000) Andrade C., Alonso C., Arteaga A., Tanner P. Methodology based on the electrical resistivity for calculation of reinforcement service life. *5th CANMET/ACI International Conference*, 2000, p. 899-915.
- (Archie 1942) Archie G. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. *Transaction of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers* 146 (1942) 54–62.
- (Arioz 2008) Arioz A., Ramyar K., Tuncan M. Effects of type and maximum size of aggregate on the assessment of concrete properties by non-destructive methods. *8th International Congress on Advances in Civil Engineering*, 15-17/09/2008, Famagusta, North Cyprus.
- (Arnaud 2000) Arnaud M., Emery X. Estimation et interpolation spatiale. *Hermes Science Publications*, 2000, 221 p.
- ASTM C597: Standard test method for pulse velocity through concrete.
- ASTM C876-91: Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.
- ASTM C805: Standard test method for rebound number of hardened concrete, 2002.
- ASTM D4788: Standard test method for detecting delaminations in bridge decks using infrared thermography.

- ASTM D4748–06: Standard Test Method for Determining the Thickness of Bound Pavement Layers using Short-Pulse Radar, Book of Standards 04.03.
- ASTM D6087–08: Standard Test Method for Evaluating Asphalt-Covered Concrete Bridge Decks using Ground Penetrating Radar, Book of Standards 04.03.
- ASTM D6429–99: Standard Guide for selecting Surface Geophysical Methods, Book of Standards 04.09.
- ASTM D6432-99: Standard Guide for using the Surface Ground Penetrating Radar Method for Subsurface Investigation, Book of Standards 04.09.
- (Bachmaier 2008) Bachmaier M., Backes M. Variogram or semivariogram? Understanding the variances in a variogram. *Precision Agric* (2008) 9:173–175.
- (Baillargeon 2005) Baillargeon S. Le krigeage : revue de la théorie et application à l'interpolation spatiale de données de précipitations. M.sc. Université Laval, Quebec, 2005, 128 p.
- (Balaras 2002) Balaras C.A., Argiriou A.A. Infrared thermography for building diagnostic. *Energy and buildings*, Elsevier, 2002, vol. 34, p. 171-183.
- (Balayssac 2012) Balayssac JP., Laurens S., Arliguie G., Breyse D., Garnier V., Dérobert X., Piwakowski B. Description of the general outlines of the French project SENSO – Quality assessment and limits of different NDT methods. *Construction and Building Materials* 35 (2012) 131–138.
- (Baroghel-Bouny 2004) Baroghel-Bouny V. Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – indicateurs de durabilités. Documents scientifiques et techniques, AFGC, 2004, 252 p.
- (Bartlett 1994) Bartlett F.M., MacGregor J.G. Assessment of concrete strength in existing structures. Structural Engineering Report No. 198, University of Alberta, 1994, 297 p.
- (Benmeddour 2012) Benmeddour F., Villain G., Abraham O., Choinska M. Development of an ultrasonic experimental device to characterise concrete for structural repair. *Construction and Building Materials* 37 (2012) 934–942.
- (Bian 2009) Bian H. Etude expérimentale de l'endommagement de BFUHP sous sollicitations physique, chimique et mécanique. Thèse de doctorant, l'INSA Rennes, 2009, 184 p.
- (Bidault 2013) Bidault A. Etude de la conductivité électrique dans le béton armé : influence des armatures et des bords. Rapport de stage, ENSEIRB-MATMECA, I2M - Université de Bordeaux, Juillet 2013, 15 p.
- (Bloch 1994) Bloch I., Maitre H., Fusion de données en traitement d'images : modèles d'information et décisions. *Traitement du Signal*, vol. 11, n°6, 1994, p. 435-446.

- (Bloch 2003) Bloch I. Fusion d'informations en traitement du signal et des images. Hermès Science Publication, 2003, 324 p.
- (Brachelet 2011) Brachelet F., Du T., Defer D., Antczak E. Détermination de la diffusivité thermique et de l'épaisseur du béton d'enrobage par thermographie infrarouge. XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, 29-31 mai 2011, 10 p.
- (Breysse 2005) Breysse D., Abraham O. Guide méthodologique de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé. Presses ENPC, 2005, Paris, 555 p.
- (Breysse 2008a) Breysse D., Klysz G., Derobert X., Sirieix C., Lataste J.F. How to combine several non-destructive techniques for a better assessment of concrete structures. Cement and Concrete Research 38 (2008) 783–793.
- (Breysse 2008b) Breysse D., Lataste J.F., Balayssac J.P., Garnier V. Quality and accuracy of concrete assessment provided by NDT measurement. 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt, Germany, November 26-28, 2008, 15 p.
- (Breysse 2009) Breysse D., Lataste J.F. Variabilité des matériaux de construction et sécurité des ouvrages : l'apport de l'évaluation non destructive. 19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille, 24-28 août 2009, 9 p.
- (Breysse 2010) Breysse D., Soutsos M., Moczko A. Non destructive assessment of concrete strength: the challenge of calibration. MEDACHS10, 28-30 Avril 2010, La Rochelle, France, 11p.
- (Breysse 2011) Breysse D., Marache A. Quelques estimations de la variabilité de propriétés de matériaux. Fiabilité des ouvrages : sûreté, variabilité, maintenance, sécurité. Baroth J. Schoefs F., Breysse D., ed. Lavoisier, 2011, p. 119-138.
- (Breysse 2012a) Breysse D. Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques. Springer, RILEM 2012, 374p.
- (Breysse 2012b) Breysse D. Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods. Construction and Building Materials 33 (2012) 139-163.
- (Breysse 2013) Breysse D. Evaluation non destructive en place du béton : un problème usuellement mal posé. CFM 2013, Bordeaux 26-30 août 2013, 6 p.
- (Brozovsky 2009a) Brozovsky J. Determination of high performance concrete strength by means of impact hammer. The 10<sup>th</sup> International Conference of the Slovenian Society for NDT, Ljubljana, Slovenia, September 1–3, 2009, p. 233–241.
- (Brozovsky 2009b) Brozovsky J. Evaluation of calculation correlation efficiency as mentioned in EN13791 in order to determination concrete compression strength by nondestructive testing. The 10<sup>th</sup> International Conference of the Slovenian Society for NDT, Ljubljana, Slovenia, September 1-3, 2009, p. 221–231.

- (Bungey 1994) Bungey J.H., Millard S.G., Shaw M.R. The influence of reinforcing steel on radar surveys of structural concrete. *Construction and Building Materials* (1994), vol. 8, N° 2, 119–126.
- (Bungey 2004) Bungey J.H. Sub-surface radar testing of concrete: a review. *Construction and Building Materials* 18 (2004) 1–8.
- (Bungey 2006) Bungey J.H., Millard S.G., Grantham M.G. *Testing of Concrete in Structures*, 4th ed., Taylor & Francis, 2006, 339 p.
- (Carpentier 2006) Carpentier O. Auscultation de sites miniers par méthodes thermiques. Suivi des réactions de combustion. Thèse de doctorat, Université d'Artois, 2006.
- (Carino 1986) Carino N.J., Sansalone M., Hsu N.N. Flaw detection in concrete by frequency spectrum analysis of impact-echo waveforms. *International Advances in Nondestructive Testing*, 1986, Vol. 12, p. 117-146.
- (Castro 2005) Castro P.F., Mendes Neto A. Assessing strength variability of concrete structural elements. The 8<sup>th</sup> International Conference of the Slovenian Society for NDT, Slovenia, 1–3 September 2005, p. 123–130.
- (Chilès 1979) Chilès J.P. Le variogramme généralisé. Rapport N-612, Fontainebleau, 1979, 22 p.
- (Chiles 1999) Chiles J.P., Delfiner P. *Geostatistics: Modeling Spatial Uncertainty*. John Wiley and Sons, New York, 1999, 695 p.
- (Côte 1988) Côte P. Tomographies sismiques en génie civil. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble), 1988, 193p.
- (Cox 1946) Cox R.T. Probability, frequency and reasonable expectation. *American journal of physics*, vol. 14, no. 1, 1946, p. 1-13.
- (Clemeña 2004) Clemeña G.G. Short-pulse radar methods. *Handbook on Nondestructive Testing in Concrete*. Malhotra V.M. and Carino N.J., 2nd ed., 2004, CRC Press, Boca Raton, FL.
- (Cumming 2004) Cumming S.R. Nondestructive testing to monitor concrete deterioration caused by sulfate attack, Master thesis, University of Florida, 2004, 400p.
- (Dallel 2012) Dallel B. J. D. Etude expérimentale modèle de l'imbibition capillaire de substrats poreux à volume et structure de pores ajustables. Thèse de doctorat, Université de Haute Alsace, 2012, 144 p.
- (Daniels 2004) Daniels D.J. *Ground Penetrating Radar*, 2nd edition, 2004, The Institution of Electrical Engineers, 734 p.

- (Darmawan 2007) Darmawan M. S., Stewart M. G. Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders. *Structural Safety* 29 (2007) 16–31.
- (David 1998) Davis A.G. *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*. ACI 228.2R-98, 1998, 62 p.
- (de Beer 2005) de Beer F.C., le Roux J.J., Kearsley E.P. Testing the durability of concrete with neutron radiography. *Proceeding of the Fifth International Topical Meeting on Neutron Radiography*, Garching, Germany, 26–30 July 2004, p. 226-231.
- (de Larrard 2010) De Larrard T. Variabilité des propriétés du béton: caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation. Thèse de doctorat, ENS Cachan, 2010, 164 p.
- (de Larrard 2012) de Larrard T, Benboudjema F, Colliat JB, Torrenti JM. Caractérisation expérimentale de la variabilité spatiale des propriétés d'un béton : Identification des longueurs de corrélation et recherche de corrélations entre indicateurs de durabilité. *JFMS2012*, Chambéry - France, 4-6 juin 2012, 15p.
- (Defer 2012) Defer D., Maierhofer C. Infrared thermography. *Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques*. Breysse D., ed., RILEM 2012, Springer books, p. 85-97.
- (Dempster 1967) Dempster A.P. Upper and lower probabilities included by a multivalued mapping. *The annals of mathematical statistics*, vol. 38, no. 2, 1967, p. 325-339.
- (Dérobert 2002) Dérobert X., Aubagnac C., Abraham O. Comparison of NDT techniques on a post-tensioned beam before its autopsy. *NDT&E International*, Vol. 35, Issue 8, December 2002, p. 541–548.
- (Desodt-Lebrun 1996) Desodt-Lebrun A-M. Fusion de données. *Techniques de l'ingénieur, Automatique avancée*, R7226, Décembre 1996, 9 p.
- (DGZ 1993) DGZfP-B, *Guideline for thermographic investigations at building elements and building structures*, Edition 1993-10 (in German).
- (Dreyfus 2004) Dreyfus G., Samuelides M., Martinez J.M., Gordon M.B., Badran F., Thiria S., Hérault L. *Réseaux de neurones : Méthodologie et applications*. Eyrolles, 2nd ed., 2004, 386 p.
- (Drouet 2010) Drouet E. Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires – prise en compte des transferts hydriques. Thèse de doctorat, École Normale Supérieure de Cachan, 2010, 260 p.
- (Dubois 1988) Dubois D., Prade H. *Théorie des possibilités : application à la représentation des connaissances en informatique*. Masson, Paris, 1988, 292 p.

- (Dupuis 2000) Dupuis O. Fusion entre les données ultrasonores et les images de radioscopie à haute résolution : application au contrôle de cordon de soudure. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2000, 223 p.
- (Facaoaru 1993) Facaoaru I. Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods. RILEM Draft Recommendation, Materials and Structures, 1993, 26, 43-49.
- (Faella 2008) Faella C., Martinelli E., Salerno N. Alcune considerazioni sui metodi non distruttivi per la determinazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo. 17 Congresso C.T.E., Roma, 5-8 Nov. 2008.
- (Fazio 1999) Fazio R. The assessment and prediction of reinforcing steel corrosion on the Dickson bridge. Master Thesis, McGill University, Canada, 1999, 275 p.
- (Ferraro 2003) Ferraro C.C. Advanced nondestructive monitoring and evaluation of damage in concrete materials. Master Thesis, University of Florida, 2003, 294 p.
- (Francy 1998) Francy O. Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier, 1998, 171 p.
- (Fuchs 2002) Fuchs K., Deuts A. Use of variograms to detect critical spatial distances for the Knox's test. Preventive Veterinary Medicine 54 (2002) 37-45.
- (Garboczi 1990) Garboczi E.J. Permeability, diffusivity, and microstructural parameters: Critical review. Cement and Concrete Research (1990), 20, 591-601.
- (Garnier 2005) Garnier V., Abraham O., Dondonné E., Marlot D. Méthodes d'évaluation non destructive par propagation d'ondes mécaniques. Guide méthodologique de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé. Breysse D. et Abraham O., ed., 2005, Presses ENPC, Paris, p. 201-234.
- (Garnier 2012) Garnier V. Ultrasounds through transmission. Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques. Breysse D., ed., RILEM 2012, Springer books, p. 17-27.
- (Gibson 2005) Gibson A., Popovics J. Lamb wave basis for impact-echo method analysis. Journal of Engineering mechanics, 2005, p. 438-443.
- (Gkotszamanis 2011) Gkotszamanis A., Zoidis N., Matikas T.E., Tatsis E., Vlachopoulos C. Concrete compressive strength estimation in-situ at precast beams using direct and indirect testing methods according to EN 13791. 5<sup>th</sup> Emerging Technologies in Non-Destructive Testing (ETNDT5), 19-21 September 2011, Ioannina, Greece. CRC Press 2012, p. 137-141.
- (Goovaerts 1997) Goovaerts P. Geostatistics for Natural Resources Evaluation. Oxford University Press, 1997, 483 p.

- (Goovaerts 1999) Goovaerts P. Geostatistics in soil science: state-of-the-art and perspectives. *Geoderma* 89 (1999) 1-45.
- (Grandin 2006) Grandin J.F., Fusion de données : Théorie et méthodes. Techniques de l'ingénieur, Automatique avancée, S7224, Mars 2006, 22 p.
- (Gringarten 2001) Gringarten E., Deutsch CV. Variogram Interpretation and Modeling. *Mathematical Geology*, Vol. 33, No.44, 2001, p. 507-534.
- (Gupta 2004) Gupta R.K. Non destructive testing of PSC Slab N. 92 of Lucknow division, N. Railway. Report No. BS-69, December 2004, Research Designs & Standards Organisation, Lucknow.
- (Haldar 2000) Haldar A., Mahadevan S. Reliability Assessment Using Stochastic Finite Element Analysis. John Wiley and Sons, 2000, 344 p.
- (Hannachi 2012) Hannachi S., Guetteche M. N. Application of the Combined Method for Evaluating the Compressive Strength of Concrete on Site. *Open Journal of Civil Engineering*, 2012, 2, 16-21.
- (Hanzic 2010) Hanzic L., Kosec L., Anzel I. Capillary absorption in concrete and the Lucas–Washburn equation. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 84–91.
- (Hermann 1999) Hermann K., Hunkeler F. Carbonatation du béton. *Bulletin du béton*, TFB, Wildegg, Suisse, N° 12, décembre 1999, 7 p.
- (Hevin 1998) Hevin G. Utilisation des ondes de surface pour l'auscultation des structures en génie civil : application à la caractérisation des fissures de surface. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble), 1998, 160 p.
- (Houst 1984) Houst Y. Carbonatation du béton et corrosion des armatures. *Chantiers*, Vol. 15, 6/84, p. 569-574.
- (Houst 1990) Houst Y. Évaluation de la qualité du béton, analyses physiques et chimiques. Conférences des journées d'études, 17-18 mai 1990, Lausanne, p.37-49.
- (Hugenschmidt 2012) Hugenschmidt J., Balayssac JP. Ground Penetrating Radar. Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques. Breysse D., eds., RILEM 2012, Springer books.
- (IAEA 2002) Guidebook on non-destructive testing of concrete structures. International Atomic Energy Agency (IAEA), Vienna, Austria, 2002, 242 p.
- (Ihamouten 2011) Ihamouten A. Caractérisation physique et hydrique de bétons d'ouvrage par propagation d'ondes électromagnétiques. Thèse de doctorant, Université de Nantes, 2011, 249 p.
- (Isaaks 1989) Isaaks E.H., Srivastava R.M. Applied Geostatistics. Oxford University Press, Inc., New York, 1989, 561 p.

- (Ismail 2010) Ismail M., Muhammad B., Ismail M.E. Compressive strength loss and reinforcement degradations of reinforced concrete structure due to long-term exposure. *Construction and Building Materials* 24 (2010) 898–902.
- (Jodouin 1994) Jodouin J-F. *Les réseaux de neurones : principes et définitions*. Hermès, Paris, 1994, 126 p.
- (Journel 1978) Journel A.G., Huijbregts Ch.J. *Mining geostatistics*. Academic Press, 1978, 600 p.
- (Kenai 2003) Kenai S., Bahar R. Evaluation and repair of Algiers new airport building. *Cement & Concrete Composites* 25 (2003) 633–641.
- (Kharrat 1997) Kharrat Y. *Auscultation des structures en béton par tomographie sonore de vitesse d'atténuation*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 1997, 314 p.
- (Kheder 1999) Kheder G.F. A two-stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non-destructive testing. *Materials and Structures*, vol. 32, 1999, p. 410–417.
- (Kitanidis 1997) Kitanidis P.K. *Introduction to Geostatistics: Applications in Hydrogeology*. Cambridge University Press, Cambridge, 1997, 249 p.
- (Klysz 2004) Gilles K. *Caractérisation du béton d'enrobage par technique radar : Exploitation de l'onde directe émetteur-récepteur*, Thèse de doctorat soutenue à l'Université de Toulouse III, 2004.
- (Klysz 2007) Klysz G., Balayssac JP. Determination of volumetric water content of concrete using ground-penetrating radar. *Cement and Concrete Research* 37 (2007) 1164-1171.
- (Koller 2006) Koller J., Ulmke M., *Data Fusion for Ground Moving Target Tracking*. IEEE International Conference on Multisensor Fusion and Integration for Intelligent Systems, Sept. 2006, p. 217–224.
- (Kryviak 1986) Kryviak G.J., Scanlon A. Bayesian analysis of in-situ test data for estimating the compressive strength of concrete in existing structures. *Structural engineering report No. 140*, University of Alberta, 1986, 149 p.
- (Lam 1983) Lam N. S.-N. Spatial interpolation methods: A review. *The American Cartographer* 10(2):129-149, 1983.
- (Lark 2002) Lark R.M. Optimized spatial sampling of soil for estimation of the variogram by maximum likelihood. *Geoderma* 105 (2002) 49–80.
- (Larsson 2011) Larsson O., Thelandersson S. Estimating extreme values of thermal gradients in concrete structures. *Materials and Structures* (2011) 44:1491–1500.

- (Lataste 2002) Lataste J-F. Evaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 2002, 294 p.
- (Lataste 2003) Lataste J.F., Sirieix C., Breysse D., Frappa M. (2003). Electrical resistivity measurement applied to cracking assessment on reinforced concrete structures in civil engineering. *NDT&E International* 36 (2003) 383–394.
- (Lataste 2012a) Lataste JF, Breysse D. A Study on the variability of electrical resistivity of concrete. *Nondestructive Testing of Materials and Structures, RILEM Bookseries* 6 (2013) 255-262.
- (Lataste 2012b) Lataste JF, de Larrard T, Benboudjema F, Semenadisse J. Study of electrical resistivity: variability assessment on two concretes. Protocol study in laboratory and assessment on site. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2012, 16 (3-4), 298-310.
- (Larget 2011) Larget M. Contribution à l'évaluation de la dégradation du béton : Thermographie infrarouge et couplage de techniques. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 2011, 225 p.
- (Lark 2002) Lark R. M. Optimized spatial sampling of soil for estimation of the variogram by maximum likelihood. *Geoderma* 105 (2002) 49–80.
- (Laurens 2001) Laurens S. Aptitude de la technique radar à la caractérisation du béton d'enrobage – Aide au diagnostic de la corrosion des armatures. Thèse de doctorat, INSA de Toulouse, 2001.
- (Laurens 2007) Laurens S., El Barrak M., Balayssac J-P., Rhazi J. Aptitude of the near-field direct wave of ground-coupled radar antennas for characterisation of the covercrete. *Construction and Building Materials* 21 (2007) 2072–2077.
- (Leshchinsky 1990) Leshchinsky A.M., Leshchinsky M.Yu., Goncharova A.S. Within-test variability of some non-destructive methods for concrete strength determination. *Magazine Concrete Research*, Vol. 42, Issue 153, 1990, p. 245–248.
- (Lewis 1976) Lewis R.K. Effect of core diameter on the observed strength of concrete cores. Report No. 50, Division of Building Research, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation, Melbourne (Australia), 1976, 13p.
- (Li 2004) Li Y. Effect of Spatial Variability on Maintenance and Repair Decisions for Concrete Structures. PhD thesis, Delft University Press, 2004, 178 p.
- (Li 2007) Li Y., Vrouwenvelder T. Service life prediction and repair of concrete structures with spatial variability, *Heron*, 2007, vol. 52, 4, 251-267.
- (Machado 2005) Machado M.D. Curvas de correlacao para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios nao destrutivos (Correlation curves to characterize

- concretes used in Rio de Janeiro by non-destructive tests). Master thesis, Univ. Rio de Janeiro, 2005, 294 p.
- (MacLeod 1971) MacLeod G. An assessment of two non-destructive techniques as a means of examining the quality and variability of concrete in structures. Cement and Concrete Association, Technical report 42.454, 1971, 26 p.
- (Mai-Nhu 2013) Mai-Nhu J. Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques. Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2013, 244 p.
- (Malhotra 2004) Malhotra V.M., Carino N.J. Handbook on Nondestructive Testing in Concrete, 2nd ed., 2004, CRC Press, Boca Raton, FL, 384 p.
- (Marache 2002) Marache A. Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contraintes normale et tangentielle. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 2002, 362 p.
- (Marshall 1980) Marshall S.J. Detecting moisture in buildings using infrared thermography. Thermosense III, SPIE Proc, 1980, vol. 254, pp.111-117.
- (Martin 2005) Martin A. La fusion d'informations, Polycopié de cours ENSIETA - Réf. : 1484, janvier 2005.
- (Masi 2005) Masi A., Dolce M., Chiauzzi L., Nigro D., Ferrini M. Indagini sperimentali sulla variabilità della resistenza del calcestruzzo negli elementi strutturali di edificio esistenti in c.a. Conferenza Nazionale sulle Prove Non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, Milano, 13-15 ottobre 2005.
- (Masi 2009) Masi A., Vona M. La stima della resistenza del calcestruzzo in-situ: impostazione delle indagini ed elaborazione dei risultati. Progettazione sismica, No. 1/2009, IUSS Press, ISSN 1973-7432.
- (Masi 2013) Masi A., Chiauzzi L. An experimental study on the within-member variability of in situ concrete strength in RC building structures. Construction and Building Materials 47 (2013) 951–961.
- (Mather 1961) Mather B., Tynes W.O. (1961) Investigation of compressive strength of molded cylinders and drilled cores of concrete. ACU Journal, Vol. 27, No. 7, January, p. 767-778.
- (Matheron 1970) Matheron G. La théorie des variables régionalisées, et ses applications. Les Cahiers du Centre de Morphologie Mathématique de Fontainebleau, Fascicule 5, Ecole Nationale Supérieure des Mines, Paris, 1970, 212 p.
- (Meininger 1968) Meininger R.C. (1968) Effect of core diameter on measured concrete strength. Journal of Materials, Vol. 3, No. 2, June, p. 320-336.

- (McCann 2001) McCann D.M., Forde M.C. Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. *NDT&E International* 34 (2001) 71–84.
- (Meininger 1977) Meininger R.C., Wagner F.T., Hall K.W. (1977) Concrete core strength – the effect of length to diameter ratio. *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 5, No. 3, May, p. 147-153.
- (Moore 1970) Moore W.M., Swift G., Milberger L.J. An instrument for detecting delamination of concrete bridge decks. Research Report 130-4, Texas Transportation Institute (1970) 29 p.
- (Moropoulou 2001) Moropoulou A., Avdelidis N.P., Kouli M., Kakaras K. An application of thermography for detection of delaminations in airport pavement. *NDT&E International* 34 (2001) 329-335.
- (Munday 1984) Munday J.G.L., Dhir R.K. (1984) Assessment of in situ concrete quality by core testing. In situ nondestructive testing of concrete (SP-82), ACI, Detroit, pp. 393-410.
- (Naar 2006) Naar M.E. Evaluation non destructive du béton par mesures de résistivité électrique et thermographie infrarouge passive. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 2006, 248 p.
- NF A 09-202 Principes généraux de l'examen radiographique, à l'aide de rayons X et gamma, des matériaux béton, béton armé et béton précontraint.
- NF EN 12390-3 (2003) Essai pour béton durci. Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes.
- NF EN 12504-1 (2000) Essais pour béton dans les structures. Partie 1 : Carottes — Prélèvement, examen et essais en compression.
- NF EN 12504-2 (2003) Essai pour béton dans les structures. Partie 2 : Essais non destructifs – Détermination de l'indice de rebondissement.
- NF EN 12504-4 (2005) Essai pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son.
- NF EN 1330-3 Essai non destructif. Terminologie. Partie 3 : Termes pour le contrôle radiographique industrielle (indice de classement A09-020-3).
- NF EN 13791:2007 Assessment of concrete compressive strength in structures or in precast concrete products.
- NF EN 25580 Essai non destructif. Négatoscopes utilisés en radiographie industrielle. Exigences minimales (indice de classement A09-210).
- NF EN 584-1 Essai non destructif. Film pour radiographie industrielle. Partie 1 : Classement des systèmes films pour radiographie industrielle (indice de classement A09-217-1).

- NF EN 584-2 Essai non destructif. Film pour radiographie industrielle. Partie 2 : Contrôle du traitement des systèmes au moyen de valeurs de référence (A09-217-2).
- (Nguyen 2012a) Nguyen N.T., Sbartai ZM., Breysse D., Bos F., Lataste JF. Evaluation and modelling of concrete variability using NDT techniques. ICDS12, International Conference Durable Structures: from construction to rehabilitation, Lisbon, Portugal, 31 mai – 1 juin 2011, 9 p.
- (Nguyen 2012b) Nguyen N.T., Sbartai ZM., Breysse D., Bos F. Evaluation non destructive des bétons par combinaison des techniques de CND – apport des probabilités conditionnelles. AUGC 2012, Chambéry, 6 au 8 juin 2012, 9 p.
- (Nguyen 2012c) Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breysse D., Bos F. Vers une fiabilisation de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé. Travaux N° 893, décembre 2012, p. 29-31 (Prix du jury).
- (Nguyen 2013) Nguyen N.T., Sbartai ZM., Lataste J-F., Breysse D., Bos F. Assessing the spatial variability of concrete structures using NDT techniques: Laboratory tests and case study. *Construction and Building Materials* 49 (2013) 240-250.
- (O'Connor 2013) O'Connor A.J., Kenshel O. Experimental evaluation of the scale of fluctuation for spatial variability modeling of the chloride-induced reinforced concrete corrosion. *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 18, No. 1, January 1, 2013, p. 3-14.
- (Olea 1999) Olea R. *Geostatistics for Engineers and Earth Scientists*. Kluwer Academic Publishers, Boston, 1999, 303 p.
- (Ollivier 1996) Ollivier J-P., Vichot A. *La durabilité des bétons*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 840 p.
- (Ostrowski 2005) Ostrowski C. *Auscultation des ouvrages en béton par thermographie infrarouge active et passive*. Thèse de doctorat en cotutelle, Université d'Artois, Université de Sherbrooke, 2005, 171 p.
- (OXAND 2002) OXAND. Fiche technique : Corrosion des armatures – Carbonatation, 2002, 2 p.
- (Pereira 2003) da Costa Pereira A. *Étude des méthodes probabilistes pour la prédiction de la durée de vie des structures en béton : l'influence du facteur de variabilité spatiale dans le cas de plate-forme Offshore au Brésil*. Thèse de doctorant, École Polytechnique de Madrid, 2003, 463 p.
- (Pessiki 2003) Pessiki S.P. et al. *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*. ACI 228.1R-03, September 16, 2003, 44 p.
- (Piwakowski 2008) Piwakowski B., Safinowski P., Kosecki A. *Contrôle non destructif du béton à l'aide d'un dispositif automatisé*. Acte des journées COFREND, Toulouse, France, 2008, 11 p.

- (Ploix 2011) Ploix M-A., Garnier V., Breyse D., Moysan J. NDE data fusion to improve the evaluation of concrete structures. *NDT&E International* 44 (2011) 442–448.
- (Polder 2002) Polder R.B., Peelen W.H.A. Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity. *Cement and Concrete Composites* (2002), 24, 427–435.
- (Pollard 2010) Pollard E. Évaluation de situations dynamiques multicibles par fusion de données spatio-temporelles. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2010, 268 p.
- (Ponzo 2011) Ponzo F.C., Mossucca A., Di Cesare A., Nigro D., Dolce M., Moroni C. Seismic assessment of the R/C buildings: the case study of Di.Coma.C Centre after the L’Aquila (Italy) 2009 seismic sequence. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering*, 16 April 2011, Auckland, New Zealand, 8 p.
- (Popovics 1990) Popovics S., Rose J.L., Popovics J.S. The behavior of ultrasonic pulses in concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 20, 1990, p. 259-270.
- (Porcu 2007) Porcu E., Mateu J., Zini A., Pini R. Modelling spatio-temporal data: A new variogram and covariance structure proposal. *Statistics & Probability Letters* 77 (2007) 83–89.
- (Pugliesi 1997) Pugliesi R., Andrade M.L.G. Study of cracking in concrete by neutron radiography. *Applied Radiation and Isotopes*, Vol. 48, Issue 3, March 1997, p. 339–344.
- (Pukl 2006) Pukl R., Jansta M., Červenka J., Vořechovský M., Novák D., Rusina R. Spatial variability of material properties in advanced nonlinear computer simulation. *Proceedings of the EURO-C Conference*, Mayrhofen, Austria, 2006, p. 891-896.
- (Qasrawi 2000) Qasrawi H.Y. Concrete strength by combined nondestructive methods, Simply and reliably predicted. *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 739-746.
- (Ramirez 1979) Ramirez J.L., Barcena J.L. (1979) Some data on concrete cores strength evaluation. *Contrôle de qualité des structures en béton*, (Proceedings of the RILEM Conference), Vol. 1, Stockholm, p. 165-173.
- RILEM TC 154-EMC (2000): *Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion Recommendations. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete. Materials and Structures*, Vol. 33, December 2000, pp 603-611.
- RILEM TC 154-EMC (2003): *Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion Recommendations. Half-cell potential measurements - potential mapping to locate corroding reinforcement in concrete structures. Materials and Structures*, Vol. 36, August-September 2003, pp 461-471.
- RILEM TC 154-EMC (2004): *Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion Recommendations. Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel*

- reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method. *Materials and Structures*, Vol. 37, November 2004, pp 623-643.
- (Roennelle 2005) Roennelle P. Méthodes radiographiques d'évaluation non destructive. Guide méthodologique de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé. Breyse D. et Abraham O., ed., 2005, Presses ENPC, Paris.
- (Rojas-Henao 2012) Rojas-Henao L., Fernández-Gómez J., López-Agüi J.C. Rebound Hammer, Pulse Velocity, and Core Tests in Self-Consolidating Concrete. *ACI Materials Journal*, V. 109, No. 2, March-April 2012, p. 235-243.
- (Ross 2004) Ross SM. Introduction to probability and statistic for engineers and scientists (3rd edition). Elsevier Academic Press, 2004, 624p.
- (Rossi 1992) Rossi R.E., Mulla D.J., Journel A.G., Franz E.H. Geostatistical tools for modeling and interpreting ecological spatial dependence. *Ecological Monographs*, 62(2), 1992, 277-314.
- (Roziere 2007) Roziere E. Étude de la durabilité des bétons par une approche performantielle. Thèse de doctorat, École centrale de Nantes et Université de Nantes, 2007, 250 p.
- (Saleem 1996) Saleem M., Shameem M., Hussain SE., Maslehuddin M. Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity of Portland cement concrete. *Construction and Building Materials* 10 (1996) 209-214.
- (Samarin 2004) Samarin A. Combined Methods. Handbook on Nondestructive Testing in Concrete. Malhotra V.M. and Carino N.J., 2nd ed., 2004, CRC Press, Boca Raton, FL.
- (Sbartai 2005) Sbartai ZM. Caractérisation physique des bétons par radar – Approche neuromimétique de l'inversion. Thèse de doctorat, Université de Toulouse III – Paul Sabatier, 2005, 244 p.
- (Sbartai 2006) Sbartai ZM. Radar et Réseaux de neurones artificiels appliqués à l'évaluation non destructive des teneurs en eau et en chlorures des bétons. AUGC 2006, La Grande Motte, 1-2 juin 2006, 8 p.
- (Sbartai 2007) Sbartai ZM., Laurens S., Rhazi J., Balayssac JP., Arliguie G. Using radar direct wave for concrete condition assessment: Correlation with electrical resistivity. *Journal of Applied Geophysics* 62 (2007) 361–374.
- (Sbartai 2012a) Sbartai ZM., Breyse D., Larget M., Balayssac JP. Combining NDT techniques for improved evaluation of concrete properties. *Cement & Concrete Composites* 34 (2012) 725-733.
- (Sbartai 2012b) Sbartai ZM., Laurens S., Elachachi SM., Payan C. Concrete properties evaluation by statistical fusion of NDT techniques. *Construction and Building Materials* 37 (2012) 943–950.

- (Scheffler 2011) Scheffler G.A., Plagge R. Application of instantaneous profile measurement of moisture content and moisture potential in porous materials. *Materials and Structures* (2011) 44:1517–1536.
- (Schoefs 2012) Schoefs F, Tran TV, Bastidas-Arteaga E, Villain G, Derobert X, O'Connor AJ, Bonnet S. Optimization of non-destructive testing when assessing stationary stochastic processes: application to water and chloride content in concrete. *International Conference Durable Structures (ICDS12)*, Lisbon – Portugal, 31 May - 1 June 2012, 14p.
- (SENSO 2009) SENSO « Stratégie d'Evaluation Non destructive pour la Surveillance des Ouvrages en béton ». Rapport final, 2009, 274 p.
- (Shafer 1976) Shafer G. A mathematical theory of evidence. Princeton university press, 1976, 302 p.
- (Silva 2004) Silva R.d.C. Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, 225 p.
- (Sirieix 2007) Sirieix C., Lataste J.F., Breysse D., Naar S., Dérobert X. Comparison of nondestructive testing: Infrared thermography, electrical resistivity and capacity methods in a reinforced concrete structures Tarbes' precast duct. *Journal of Building Appraisal* (2007) 3, 77–88.
- (Snepvangers 2003) Snepvangers J.J.J.C., Heuvelink G.B.M., Huisman J.A. Soil water content interpolation using spatio-temporal kriging with external drift. *Geoderma* 112 (2003) 253– 271.
- (Stefanou 2009) Stefanou G. The stochastic finite element method: Past, present and future. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 198 (2009) 1031–1051.
- (Steinway 1982) Steinway W.J., Echard J.D., Luke C.M. Locating voids beneath pavement using pulsed radar. *Acoustics, Speech, and Signal Processing, IEEE International Conference on ICASSP '82*, p. 353-358.
- (Stewart 2004) Stewart M. G. Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure. *Structural Safety* 26 (2004) 453–470.
- (Stewart 2009a) Stewart M. G. Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams. *Structural Safety* 31 (2009) 19-30.
- (Stewart 2009b) Stewart M. G., Suo Q. Extent of spatially variable corrosion damage as an indicator of strength and time-dependent reliability of RC beams. *Engineering Structures* 31 (2009) 198-207.

- (Sudret 2006) Sudret B., Defaux G., Pendola M. Introducing spatial variability in the lifetime assessment of a concrete beam submitted to rebars' corrosion. International Forum on Engineering Decision Making, April 26-29, 2006, Lake Louise, Canada.
- (Szilágyi 2011) Szilágyi K., Borosnyói A., Zsigovics I. Rebound surface hardness of concrete: Introduction of an empirical constitutive model. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 2480-2487.
- (Taillandier 2013) Taillandier F., Sbartai Z.M., Breysse D. Hiérarchisation de la maintenance d'un parc immobilier – Développement méthodologique et étude de cas. 31èmes Rencontres de l'AUGC, ENS Cachan, 29 au 31 mai 2013.
- (Telford 1990) Telford W.M., Geldart L.P., Sheriff R.E. *Applied Geophysics*, Ed. Cambridge University Press, 2<sup>ème</sup> ed., 1990, pp.760.
- (Thiery 2005) Thiery M. Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires. Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, 331 p.
- (Thiery 2007) Thiery M., Villain G., Goyer S., Platret G., Clément J-L., Dangla P. Exemple d'application d'un modèle de carbonatation in situ. *BLPC*, n° 270-271, 2007, p. 29-50.
- (Torrenti 2009) Torrenti J-M. Caractérisation de la variabilité des performances des bétons – Application à la durabilité des structures. AFGC, Paris, 18-19 mars 2009, 9 p.
- (Truong 2013) Truong PN, Heuvelink GBM, Gosling JP. Web-based tool for expert elicitation of the variogram. *Computers & Geosciences* 51 (2013) 390-399.
- (Tumidajski 1996) Tumidajski P.J., Schumacher A.S., Perron S., Gu P., Beaudoin J.J. On the relationship between porosity and electrical resistivity in cementitious systems. *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 4, 1996, p. 539-544.
- (Valet 2000) Valet L., Mauris G., Bolon P. A Statistical Overview of Recent Literature in Information Fusion. In proceedings of the 3rd International Conference On Information Fusion, Paris, July 10-13 2000. ISIF: 2000. pp MoC3-22.
- (Villain 2009) Villain G., Abraham O., Le Marrec L., Rakotomanana L. Determination of the bulk elastic moduli of various concrete by resonance frequency analysis of slabs submitted to degradations. *NDT Conference on Civil Engineering*, Nantes, France, 30 june – 3 july 2009, p. 343-348.
- (Villain 2012) Villain G., Sbartai Z.M., Dérobert X., Garnier V., Balayssac J-P. Durability diagnosis of a concrete structure in a tidal zone by combining NDT methods: Laboratory tests and case study. *Construction and Building Materials* 37 (2012) 893-903.
- (Vu 2011) Vu N.T. Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste. Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2011, 183 p.

- 
- (Wackernagel 2003) Wackernagel H. Multivariate geostatistics: an introduction with applications. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 3rd completely revised edition, 2003, 387 p.
- (Webster 2007) Webster R., Oliver MA. Geostatistics for Environmental Scientists. 2nd ed. John Wiley & Sons, 2007, 315 p.
- (Weil 2004) Weil G.J. Infrared thermography techniques. Handbook on Nondestructive Testing in Concrete. Malhotra V.M. and Carino N.J., 2nd ed., 2004, CRC Press, Boca Raton, FL.
- (Wu 2008) Wu N., Han A. Experiment and application of combined method of pulse velocity and rebound hardness in tunnel engineering. J. Nanjing Univ. Techn. vol. 30(4), 7/2008. p. 93–7.
- (Zadeh 1965) Zadeh L.A. Fuzzy sets. Information and Control, vol. 8, no. 3, 1965, p. 338-353.
- (Zhu 2001) Zhu W., Gibbs J.C., Bartos P.J.M. Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full-scale structural elements. Cement and Concrete Composites (2001) 23, p. 57–64.

## ANNEXES

### *Annexe 2.1. Formulation des bétons du site test*

Dalle	D1	D2-D3	D4	D5
Fournisseur	Unibéton - Italcementi Group			
Classe du béton	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
Classe d'exposition	XF1 (F)	XF1 (F)	XF1 (F)	XF1 (F)
Classe chlorure	Cl 0.40	Cl 0.40	Cl 0.40	Cl 0.40
Ciment	CEM II/A 42.5 N	CEM II/A 42.5N	CEM II/A 42.5 N	CEM II/A 52.5 N
Dosage [kg/m <sup>3</sup> ]	350	-	350	350
Granulats (D <sub>max</sub> )	20 mm	20 mm	20 mm	14 mm
Eau efficace	-	-	-	-
Additions	-	-	-	-
Adjuvant (*)	PRE	PRE	PRE	PRE
Consistance	S3	S4	S3	S3
Masse volumique [kg/m <sup>3</sup> ]	2215	2312	2306	2321
Résistance à 28j [MPa]	26.6	37.3	35.8	45.6

(\*) PRE : Plastifiant Réducteur d'Eau

### *Annexe 2.2. Caractéristiques mécaniques des armatures*

Type d'acier	Haute adhérence (HA)
Dénomination	Fe E500
Limite à la rupture $f_e$ (MPa)	500
Résistance à la rupture $\sigma_r$ (Mpa)	550
Allongement à la rupture (%)	12
Coefficient de scellement $\psi_s$	1,50
Coefficient de fissuration $\eta$	1,60
Module d'élasticité longitudinale $E$ (MPa)	$2,1 \cdot 10^5$
Module d'élasticité transversale $G$ (MPa)	$8,1 \cdot 10^4$
Coefficient de dilatation linéaire $\lambda$	$11 \cdot 10^{-6}$
Masse volumique $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	7850

*Annexe 2.3. Configurations du système d'acquisition radar*

GSSI SIR3000	Configuration 1		Configuration 2	
Antenne	2.6 GHz		1.5 GHz	
Scan	Echantillonnage	2048	Echantillonnage	2048
	Format	16	Format	16
	Temps AR	10	Temps AR	10
	CTE	8.00	CTE	6.00
	Scans/s	32	Scans/s	32
	Scan/unité	100	Scan/unité	100
Gain	Manuel		Manuel	
	Points	1	Points	1
	GP1	-3	GP1	33
Position	Manuel		Manuel	
	Offset	9.52	Offset	52.53
	Surface	15.00	Surface	14.02
Filtre	0		0	

*Annexe 2.4. Les outils statistiques utilisés*

Indicateur	Formule	Notion en MS Excel
La moyenne arithmétique	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$	MOYENNE
La variance	$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$	VAR.S
L'écart-type	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$	ECARTYPE.STANDARD
Le coefficient de variation	$cv = \frac{s}{\bar{x}} 100$	
La variabilité relative	$rv = \frac{x_i - \bar{x}}{\bar{x}} 100$	

**Annexe 2.5. Synthèse des fonctions de densité de probabilité (Aït-Mokhtar 2013)**

Loi (Domaine)	Fonction de densité de probabilité	Para- mètres	Moyenne	Variance
Birnbaum-Sanders $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{\alpha\beta\sqrt{8\pi}} \left( \left( \frac{\beta}{x} \right)^{1/2} + \left( \frac{\beta}{x} \right)^{3/2} \right) e^{-\frac{\frac{x+\beta-2}{\beta} \frac{x}{\beta}}{2\alpha^2}}$	$\gamma > 0$ $\beta > 0$	$\left( 1 + \frac{\gamma^2}{2} \right) \beta$	$\alpha^2 \beta^2 \left( 1 + \frac{5}{4} \alpha^2 \right)$
Exponentiel. $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{e^{-x/\beta}}{\beta}$	$\beta > 0$	$\beta$	$\beta^2$
Extrême $-\infty < x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\frac{\alpha-x}{\beta}} e^{-e^{-\frac{\alpha-x}{\beta}}}$	$\alpha$ $\beta > 0$	$\approx \alpha + 0.577\beta$	$\frac{\pi^2 \beta^2}{6}$
Gamma $0 < x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{\beta \Gamma(\alpha)} \left( \frac{x}{\beta} \right)^{\alpha-1} e^{-x/\beta}$	$\alpha > 0$ $\beta > 0$	$\alpha\beta$	$\alpha^2 \beta^2$
Loglogistic $\gamma \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{\alpha \left( \frac{x-\gamma}{\beta} \right)^{\alpha-1}}{\beta \left( 1 + \left( \frac{x-\gamma}{\beta} \right)^\alpha \right)^2}$	$\alpha > 0$ $\beta > 0$	$\frac{\pi\beta}{\alpha \sin\left(\frac{\pi}{\alpha}\right)}$	$\beta^2 \frac{\pi}{\alpha} \left( \frac{2}{\sin\left(\frac{2\pi}{\alpha}\right)} - \frac{\pi}{\alpha \sin\left(\frac{\pi}{\alpha}\right)} \right)$
Logistic $-\infty < x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\frac{x-\alpha}{\beta}} \left( 1 + e^{-\frac{x-\alpha}{\beta}} \right)^{-2}$	$\beta > 0$	$\alpha$	$\frac{\pi^2 \beta^2}{3}$
Lognormale $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma'} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu'}{\sigma'} \right)^2}$ $\mu' \equiv \ln \left( \frac{\mu^2}{\sqrt{\sigma^2 + \mu^2}} \right), \sigma' \equiv \sqrt{\ln \left( 1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2} \right)}$	$\mu > 0$ $\sigma > 0$	$\mu$	$\sigma^2$
Lognormale2 $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2}$	$\mu$ $\sigma > 0$	$e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}$	$e^{2\mu} e^{\sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1)$
Nakagami $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{2\pi^\mu}{\Gamma(\mu)\omega^\mu} x^{2\mu-1} e^{-\frac{\mu}{\omega} x^2}$	$\mu \geq 0.5$ $\omega > 0$	$\frac{\Gamma(\mu+0.5)}{\Gamma(\mu)} \sqrt{\frac{\omega}{\mu}}$	$\omega \left( 1 - \frac{1}{\mu} \left( \frac{\Gamma(\mu+0.5)}{\Gamma(\mu)} \right)^2 \right)$
Normale	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$		$\mu$	$\sigma^2$
Rayleigh $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{x}{\sigma^2} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}}$	$\sigma > 0$	$\sigma\sqrt{\frac{\pi}{2}}$	$\sigma^2 \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right)$
Rice $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{x}{\sigma^2} I_0 \left( \frac{\nu x}{\sigma} \right) e^{-\frac{x^2 + \nu^2}{2\sigma^2}}$	$\sigma > 0$ $\nu > 0$	$\sigma\sqrt{\frac{\pi}{2}} L_{0.5} \left( -\frac{\nu^2}{2\sigma^2} \right)$	$2\sigma^2 + \nu^2 - \sigma^2 \frac{\pi}{2} L_{0.5}^2 \left( -\frac{\nu^2}{2\sigma^2} \right)$
Student $-\infty < x < +\infty$	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi\nu}} \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \left( \frac{\nu}{\nu+x^2} \right)^{\frac{\nu+1}{2}}$	$\nu > 0$	0 pour $\nu > 1$	$\frac{\nu}{\nu-2}$ pour $\nu > 2$
Triangulaire $a \leq x \leq b$	$f(x) = \frac{2(x-a)}{(c-a)(b-a)}$ si $a \leq x \leq c$ $f(x) = \frac{2(b-x)}{(b-c)(b-a)}$ si $c \leq x \leq b$	$b > a$ $a \leq c \leq b$	$\frac{a+c+b}{3}$	$\frac{1}{18} \left( \min^2 + m^2 + \max^2 - \max.m \right)$ $-m.\min - \max.\min$
Uniforme $\min \leq x \leq \max$	$f(x) = \frac{1}{\max - \min}$	Min max	$\frac{\max + \min}{2}$	$\frac{(\max - \min)^2}{12}$
Weibull $0 \leq x < +\infty$	$f(x) = \frac{\alpha x^{\alpha-1}}{\beta^\alpha} e^{-(x/\beta)^\alpha}$	$\alpha > 0$ $\beta > 0$	$\beta \Gamma\left( 1 + \frac{1}{\alpha} \right)$	$\beta^2 \left( \Gamma\left( 1 + \frac{2}{\alpha} \right) - \Gamma^2\left( 1 + \frac{1}{\alpha} \right) \right)$

Notes :  $\Gamma$  est la fonction gamme ;  $I_0$  est la fonction de Bessel d'ordre 0 ;  $L_n$  est le n-ième polynôme de Laguerre.

## Annexe 2.6. Base des données du projet SENSO (SENSO 2009)

Saturation	$f_c$ [MPa]	$w_m$ (%)	$GPR_n$	$\log \rho_{a5}$ [ $\Omega \cdot m$ ]	$\log \rho_{a10}$ [ $\Omega \cdot m$ ]	$V_{dir}$ [m/s]
S2	72.9	0.88	0.5367	3.9438	3.3817	4779
	43.3	2.21	0.5533	3.3330	3.0191	3952
	43.5	1.99	0.5467	3.5787	3.2484	3845
	40.5	2.26	0.5100	3.2391	2.8929	4052
	38.3	2.29	0.5800	3.1642	2.8509	4055
	20.2	2.18	0.5433	3.3234	2.9739	4012
	36.6	2.12	0.5467	3.2041	2.9093	3935
	45.0	2.14	0.5533	3.2949	2.9500	4205
S3	72.9	1.48	0.4902	3.6853	3.3623	4783
	43.3	2.62	0.4733	2.8124	2.5406	3905
	43.5	3.68	0.4749	2.7593	2.4675	3868
	40.5	3.56	0.4733	2.6575	2.3705	4135
	38.3	3.23	0.4900	2.7403	2.4521	4197
	20.2	3.88	0.5100	3.1230	2.8253	4138
	36.6	3.12	0.5000	2.7791	2.4734	4002
	45.0	3.27	0.4767	2.6426	2.3613	4211
S4	72.9	2.11	0.4750	3.5213	3.2200	4820
	43.3	3.83	0.4533	2.4596	2.1925	4148
	43.5	4.46	0.4300	2.3231	2.0394	4061
	40.5	4.74	0.4500	2.2729	1.9923	4242
	38.3	4.43	0.4267	2.3753	2.0961	4276
	20.2	5.15	0.4467	2.6676	2.3496	4397
	36.6	3.96	0.4867	2.6101	2.2396	4237
	45.0	4.37	0.4400	2.2945	2.0200	4235
S5	72.9	2.78	0.5113	3.2820	3.0583	4981
	43.3	5.53	0.4313	2.2010	1.9595	4815
	43.5	6.88	0.4212	2.0748	1.8399	4682
	40.5	6.58	0.4232	2.0769	1.8371	4624
	38.3	6.35	0.4277	2.1024	1.8747	4651
	20.2	7.52	0.4289	1.9682	1.7999	4260
	36.6	6.58	0.4225	2.1082	1.8556	4666
	45.0	6.12	0.4365	2.0426	1.7818	4716

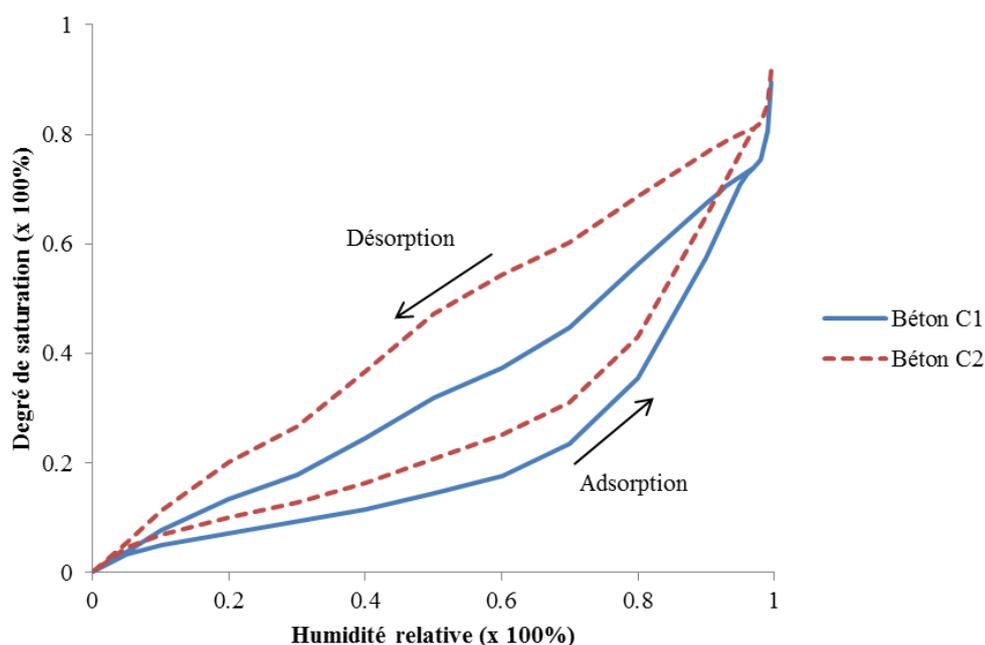
*Annexe 3.1. Coefficients de correction calculés par le programme CORER pour la résistivité mesurée sur dalles de 50x25x12 cm<sup>3</sup>*

Point	Directions de mesure			
	Alpha5	Beta5	Alpha10	Beta10
1	0.880386	0.884445	0.514485	0.498106
2	0.881712	0.885702	0.518134	0.500783
3	0.880386	0.884445	0.514485	0.498106
4	0.881384	0.885456	0.517228	0.500119
5	0.881384	0.885456	0.517228	0.500119

*Annexe 3.2. Coefficients de correction calculés par le programme CORER pour la résistivité mesurée sur dalles de 40x25x15 cm<sup>3</sup>*

Point	Directions de mesure			
	Alpha5	Beta5	Alpha10	Beta10
1	0.85370147	0.85985873	0.46135406	0.44836263
2	0.85738809	0.86330237	0.46987395	0.45154792
3	0.85370147	0.85985873	0.46135406	0.44836263
4	0.85370147	0.85985873	0.46135406	0.44836263
5	0.85738809	0.86330237	0.46987395	0.45154792
6	0.85370147	0.85985873	0.46135406	0.44836263

## Annexe 3.3. Isotherme d'adsorption-désorption des bétons



Béton C1				Béton C2			
Adsorption		Désorption		Adsorption		Désorption	
HR (%)	Sr (%)						
0.00	0.00	1.00	0.90	0.001	0.00	0.995	0.92
0.05	0.03	0.99	0.81	0.05	0.05	0.99	0.86
0.10	0.05	0.98	0.75	0.10	0.07	0.98	0.82
0.40	0.11	0.97	0.74	0.20	0.10	0.97	0.81
0.50	0.14	0.96	0.73	0.30	0.13	0.96	0.81
0.60	0.18	0.95	0.72	0.40	0.16	0.95	0.80
0.70	0.23	0.94	0.71	0.50	0.21	0.94	0.79
0.80	0.35	0.93	0.71	0.60	0.25	0.93	0.79
0.90	0.57	0.92	0.69	0.70	0.31	0.92	0.78
0.95	0.71	0.91	0.68	0.80	0.43	0.91	0.77
0.96	0.73	0.90	0.67	0.90	0.65	0.90	0.77
0.97	0.74	0.80	0.56	0.97	0.81	0.80	0.69
0.98	0.75	0.70	0.45			0.70	0.60
0.99	0.81	0.60	0.37			0.60	0.54
		0.50	0.32			0.50	0.47
		0.40	0.25			0.40	0.37
		0.30	0.18			0.30	0.27
		0.20	0.13			0.20	0.20
		0.10	0.08			0.10	0.11
		0.05	0.04			0.05	0.05

## Annexe 3.4. Capteurs pour la mesure de l'HR et de la température

Honeywell

Installation Instructions for the  
HIH-4602-A/C Series Humidity SensorsISSUE 1  
50021539**⚠ WARNING****PERSONAL INJURY**

- DO NOT USE these products as safety or emergency stop devices or in any other application where failure of the product could result in personal injury.
- The sensor's housing does not provide electrical safety isolation. Mount the sensor in a location where it cannot be touched, or where a surrounding barrier prevents human contact.

Failure to comply with these instructions could result in death or serious injury.

**CAUTION****IMPROPER HANDLING**

- Do not remove the sensor from its original protective packaging until it is ready to be installed.
- Do not touch the sensor surface. Use latex finger cots. Handle the sensor by its package edges or leads.
- Do not allow objects to enter the cavity of the sensor element.

Failure to comply with these instructions may result in product damage.

**NOTICE**

- Under condensing conditions where enough liquid water forms on the sensor to create a parasitic leakage path, the HIH-4602-A/C Series Humidity Sensor produces an erroneous reading of 0% humidity. If this erroneous reading is assumed to be correct by your control function, excess humidity is likely to be introduced into the system. Once the liquid water evaporates from the sensor and the environment returns to a non-condensing state, the device returns to normal functionality.
- Shade the sensor from direct light. Intense direct light can flood junctions in the CMOS (Complementary Metal Oxide Semiconductor) device and drive the output signal to the minimum. This does not harm the sensor or affect calibration. Proper operation resumes shortly after the direct light is removed. Ambient scattered light normally does not affect performance.
- At the end of its working life, dispose the sensor in accordance with Directive 2002/96/EC (WEEE).

**CAUTION****IMPROPER SENSOR POSITIONING**

- Position the sensor so that its face is exposed to the atmosphere being monitored.

Failure to comply with these instructions may result in product damage.

Hand soldering is acceptable. If wave soldering is required, use a no-clean flux. Limit the contact of the flux to the leads only.

Recommended PC board wave soldering temperature is 250 °C to 260 °C [482 °F to 500 °F].

**MOISTURE SEALING THE LEADS**

If, in the presence of intermittent moisture or other contaminants, there is the possibility of galvanic paths between the leads, moisture seal the leads and exposed pads.

**TABLE 1. HIH-4602-A NTC THERMISTOR TEMPERATURE SPECIFICATIONS**

Rb = 100 kOhm ±5% at 25 °C		
Beta = 4250, 25 °C to 85 °C		
$1/T = a + b(\ln R) + c(\ln R)^3$ , T in degrees K		
	<b>Temp. °C</b>	<b>Resistance</b>
Low	0	351000
Mid	50	33590
High	100	5569
a = 0.000828083		
b = 0.000208691		
c = 8.0812E-08		

**TABLE 2. HIH-4602-C RTD TEMPERATURE SENSOR SPECIFICATIONS**

Thin film platinum RTD – Class 2B (Ro: ±0.25%)
DIN EN 60571 (PER IEC 751)
TCR = 3750 ppm/°C
1000 Ohm at 0 °C [32 °F]



Sensing and Control

## HIH-4602-A/C Series

Issue 1 50021539

TABLE 3. PERFORMANCE SPECIFICATIONS (At 5 Vdc supply and 25 °C [77 °F] unless otherwise noted.)

Parameter	Minimum	Typical	Maximum	Unit	Specific Note
Interchangeability (first order curve)	–	–	–	–	–
0% RH to 59% RH	-5	–	5	% RH	–
60% RH to 100% RH	-8	–	8	% RH	–
Accuracy (best fit straight line)	-3.5	–	+3.5	% RH	1
Hysteresis	–	3	–	% RH	–
Repeatability	–	±0.5	–	% RH	–
Settling time	–	–	70	ms	–
Response time (1/e in slow moving air)	–	50	–	s	–
Stability (at 50% RH in one year)	–	±1.2	–	% RH	–
Voltage supply	4	–	5.8	Vdc	–
Current supply	–	200	500	µA	–
Output voltage temperature coefficient at 50% RH, 5 V	–	-4	–	mV/°C	–
Voltage output (1st order curve fit)	$V_{OUT} = (V_{SUPPLY})(0.0062(\text{sensor RH}) + 0.16)$ , typical at 25 °C				1
Temperature compensation	True RH = (sensor RH)/(1.0546-0.00216T), T in °C				–
Operating temperature	-40[-40]	See Figure 1.	85[185]	°C[°F]	–
Operating humidity	0	See Figure 1.	100	% RH	2
Storage temperature	-50[-58]	–	125[257]	°C[°F]	–
Storage humidity	See Figure 2.			% RH	2

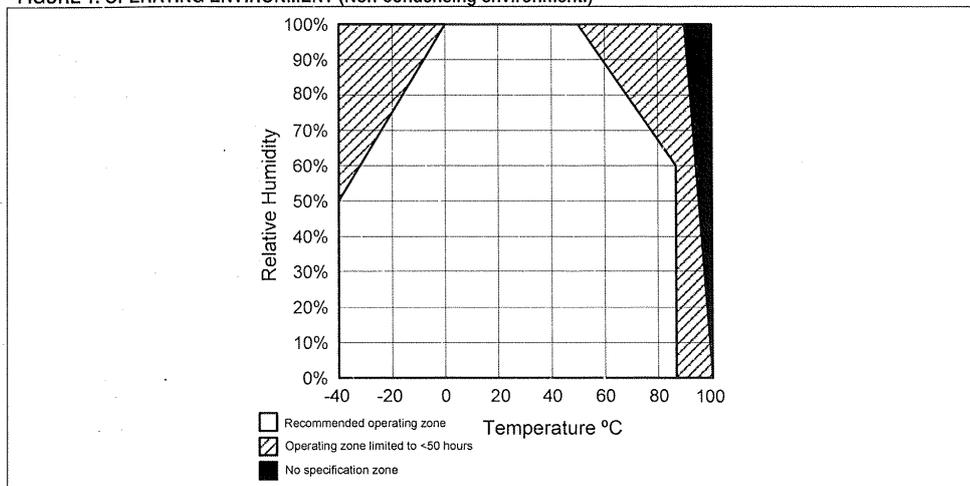
**Specific Notes:**

1. Device is calibrated at 5 Vdc and 25 °C.
2. Non-condensing environment.

**General Notes:**

- Sensor is ratiometric to supply voltage.
- Extended exposure to ≥90% RH causes a reversible shift of 3% RH.
- Sensor is light sensitive. For best performance, shield sensor from bright light.

FIGURE 1. OPERATING ENVIRONMENT (Non-condensing environment.)



## HIH-4602-A/C Series

Issue 1 50021539

FIGURE 2. STORAGE ENVIRONMENT (Non-condensing environment.)

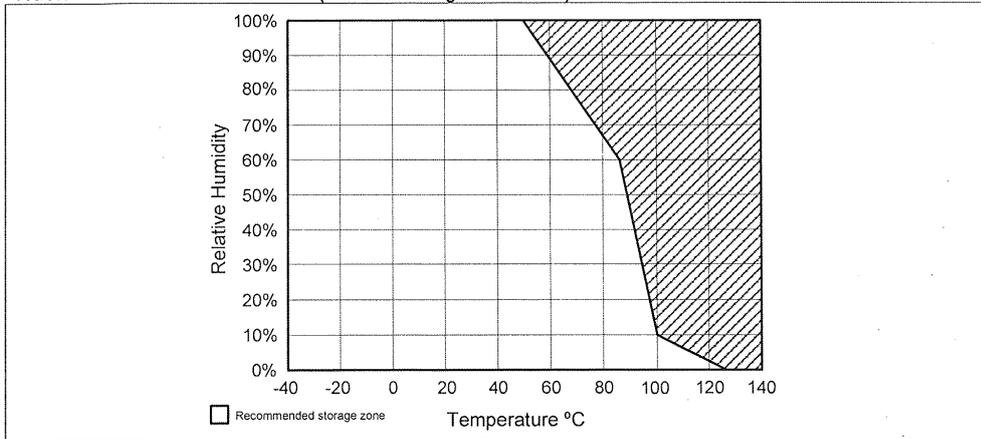
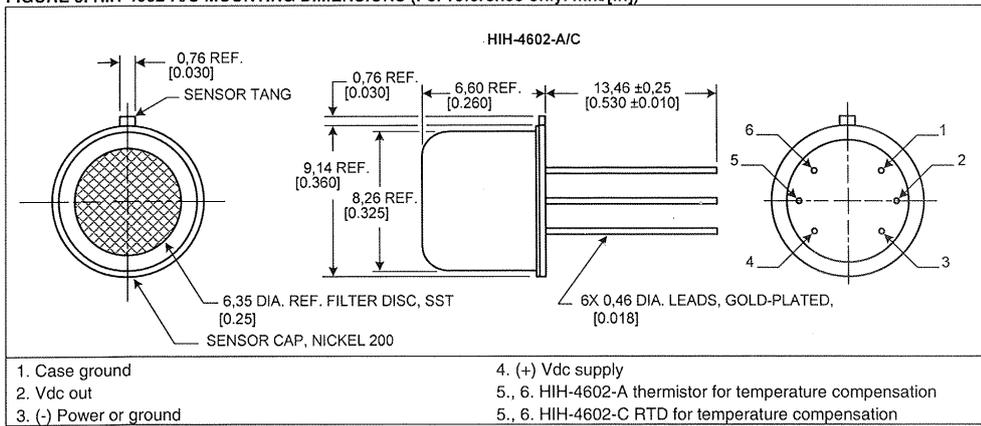


FIGURE 3. HIH-4602-A/C MOUNTING DIMENSIONS (For reference only. mm/[in])



*Annexe 4.1. Synthèse des observables dans le projet ACDC-C2D2*

Technique	Labo	N°	Code	Observable
Ultrasons	EC Lille	1	US 1	Onde surface, vitesse de groupe moyenne (m/s)
Ultrasons	IFSTTAR	2	US 1'	Onde surface, vitesse apparente
Ultrasons	IFSTTAR	3	US 3a	Onde surface, vitesse 1 cm
Ultrasons	IFSTTAR	4	US 3c	Onde surface, vitesse 3 cm
Ultrasons	LCND	5	US 6	Vitesse transmission épaisseur (m/s) 250 kHz
Ultrasons	EC Lille	6	US 8	OS atténuation moyenne (dB/m)
Impact-Echo	IFSTTAR	7	IE-Edym	Module d'Young dynamique (GPa)
Impact-Echo	IFSTTAR	8	IE-Vp	Vitesse d'ondes de compression (m/s)
Capacité	IFSTTAR	9	Ca 1	Permittivité de grandes électrodes
Capacité	IFSTTAR	10	Ca 2	Permittivité de moyennes électrodes
Electrique	I2M	11	Log Re5	Résistivité quadripôle 5 cm
Electrique	I2M	12	Log Re10	Résistivité quadripôle 10 cm
Electrique	LMDC	13	Log Re7	Résistivité Wenner 5cm
Radar	LMDC	14	Ra 1	Amplitude pic à pic radar
Radar	LMDC	15	Ra 6	Vitesse radar d'onde directe (cm/s)
Radar	IFSTTAR	16	Ra 6'	Vitesse radar d'onde directe (cm/s)
Radar	IFSTTAR	17	Ra 7d	Temps d'arrivée, offset 13,2 cm
Ultrasons	EC Lille	18	US 3cm	Onde surface, vitesse 3 cm (m/s)
Rebond	I2M	19	RH	Rebond
Ultrasons	I2M	20	US Pundit	Vitesse indirecte Pundit
Ultrasons	EC Lille	21	US 35mm	Onde surface, vitesse 35 mm (m/s)
Ultrasons	IFSTTAR	22	UPE Vs	UPE, vitesse transmission épaisseur (m/s)

*Annexe 4.2. Résultats des vitesses ultrasonores indirectes sur la pile P4*

Face	Zone	Maille	$V_{ind}$ [m/s]	$m$ [m/s]	$cv_{V_L}$ (%)	$cv_{V_G}$ (%)
Est	A	13	4268	4647	4.7	4.0
		23	4795			
		14	4730			
		24	4795			
	B	65	4828	4707	2.0	
		75	4601			
		66	4762			
		76	4636			
	C	27	4795	4545	3.9	
		37	4321			
		28	4459			
		38	4605			
Ouest	A	13	4417	4636	5.0	
		23	4459			
		14	5001			
		24	4667			
	B	65	4895	4996	3.3	
		75	4828			
		66	5263			
		76	5000			
	C	27	4575	4708	2.2	
		37	4698			
		28	4861			
		38	4689			

**Annexe 4.3. Résultats des vitesses ultrasonores indirectes sur la pile P16**

Face	Zone	Maille	$V_{ind}$ [m/s]	$m$ [m/s]	$cv_{V_L}$ (%)	$cv_{V_G}$ (%)	
Est	A	26	4576	4508	2.2	2.7	
		36	4391				
		46	4636				
		66	4430				
	B	62	4403	4472	2.2		
		63	4614				
		64	4359				
		65	4511				
	C	04	-	4308	1.1		
		14	4268				
		05	4375				
		15	4282				
	Ouest	A	26	4698	4548		3.0
			36	4403			
			46	4575			
66			4516				
B		62	4459	4554			
		63	4575				
		64	4546				
		65	4636				
C		04	4163	4379			
		14	4502				
		05	4371				
		15	4482				

*Annexe 4.4. Résultats du rebond sur la pile P4*

Face	Zone	Maille	Rebond	$m$	$cv_{V_L}$ (%)	$cv_{V_G}$ (%)
Est	A	13	49.9	52.3	5.7	3.7
		23	54.8			
		14	49.5			
		24	55.1			
	B	65	56.1	53.8	3.3	
		75	52.0			
		66	54.3			
		76	52.8			
	C	27	53.9	53.2	1.6	
		37	53.8			
		28	52.1			
		38	53.0			
Ouest	A	13	47.7	50.9	4.7	3.4
		23	52.0			
		14	50.7			
		24	53.3			
	B	65	53.8	52.9	3.1	
		75	51.3			
		66	54.8			
		76	51.7			
	C	27	51.6	52.0	0.8	
		37	52.6			
		28	52.0			
		38	51.8			

*Annexe 4.5. Résultats du rebond sur la pile P16*

Face	Zone	Maille	Rebond	$m$	$cv_{V_L}$ (%)	$cv_{V_G}$ (%)	
Est	A	26	52.9	51.5	3.2	2.4	
		36	53.0				
		46	49.2				
		56	50.4				
		66	51.8				
	B	62	51.0	51.5	2.0		
		63	52.3				
		64	50.4				
		65	52.5				
	C	04	50.8	52.2	2.1		
		14	53.3				
		05	52.0				
		15	52.9				
	Ouest	A	26	52.4	52.9		2.1
			36	53.1			
46			53.1				
56			51.3				
66			54.4				
B		62	50.2	51.8	2.1		
		63	52.2				
		64	52.1				
		65	52.7				
C		04	51.4	52.0	2.9		
		14	52.0				
		05	50.6				
		15	54.2				

