1 Introduction

Véronique BOUTEILLER, Université Gustave Eiffel
Xavier HALLOPEAU, SECCO Corrosion Consulting
Guy TACHE, CEFRACOR

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c001
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

Le diagnostic d'un ouvrage s'inscrit dans une démarche générale de gestion de patrimoine. Tout gestionnaire en charge d'un ou de plusieurs ouvrages se doit de maintenir le niveau de service de ses ouvrages et d'assurer la sécurité des usagers [1-4]. Dans le cas des monuments historiques [5], le défi supplémentaire est de conserver au maximum le matériau d'origine.

Pour ce faire, il convient de décliner un certain nombre d'actions :

- La mise en sécurité (toutes actions permettant de limiter les risques pour les biens et les personnes au regard de l'état constaté de l'ouvrage)
- Le suivi (surveillance, inspections)
- Le diagnostic (ensemble des actions permettant de préciser l'état de l'ouvrage, les causes, l'étendue et l'évolution probable des dégradations)
- La préconisation (prescription des actions correctives et/ou préventives à mettre en œuvre, suivant le niveau d'urgence)
- L'action préventive (toutes actions de maintenance ou d'entretien permettant d'éviter les dégradations ou de stabiliser leur évolution)
- L'action corrective (toutes actions de maintenance, de réparation ou de restauration permettant la remise à niveau de l'ouvrage et la conservation du monument)

Du diagnostic dépendront toutes les actions à engager afin de maintenir le niveau de service d'un ouvrage ou de préserver le monument. Cette démarche permet d'évaluer l'ampleur des dégradations, leur gravité et leur origine. Elle est indispensable à la définition des actions à mener.

Un trop grand nombre d'ouvrages ne font pas l'objet de visites régulières pour diverses raisons : méconnaissance de leur existence de la part de leur maître d'ouvrage, ouvrages jugés à faible enjeu, déficit de moyens. Au bilan, peu d'ouvrages bénéficient du processus complet décrit ci-avant : suivi-diagnostic-préconisation-actions. D'autres, font directement l'objet de travaux lorsqu'ils sont constatés en très mauvais état, sans diagnostic préliminaire. Il convient d'insister sur le fait que le coût d'un diagnostic est rarement à la hauteur de celui des erreurs occasionnées par son absence notamment lors de la définition des travaux de remise en état ou de restauration.

Les travaux de réparation, de renforcement, de réhabilitation, de restauration, et d'entretien doivent être optimisés et cela nécessite un diagnostic fiable tenant compte des contraintes et enjeux. Les actions correctives ou de conservation en seront mieux ciblées et plus efficaces à long terme. Elles s'inscriront donc dans une logique de développement durable.

Il est également à souligner que l'absence de diagnostic d'une pathologie ou le report de son traitement dans le temps est susceptible de rendre les opérations de restauration ou de remise en état ultérieures plus complexes, plus lourdes, impliquant des pertes de matières originelles irrémédiables et elles seront au bilan toujours plus coûteuses.

La question de la qualité, de la fiabilité et de la représentativité d'un diagnostic est cruciale. On constate qu'en pratique les méthodes de mesures et les essais de laboratoire sont trop souvent sélectionnés de manière inappropriée ou incomplète, ou encore que les techniques analytiques et les référentiels d'interprétation ne correspondent pas aux recommandations et aux normes en vigueur sur le territoire français. Par exemple, la détermination d'un front de carbonatation et/ou l'évaluation de la teneur en ions chlorure ne suffisent pas à elles seules pour démontrer la corrosion des armatures. Le diagnostic se doit d'être global et tenir compte de la nature et de la qualité du béton, aussi bien que de l'identification, la quantification et l'évaluation de l'impact d'agents agressifs. Il en résulte que certains diagnostics sont parfois inadaptés, coûteux et souvent très délicats à interpréter. Ils ne constituent alors pas une base suffisante d'aide à la décision pour la définition de protocoles de réparation/restauration.

Pour éviter ce type de mésaventures, l'élaboration du protocole de diagnostic et son interprétation doivent être réalisées en étroite collaboration entre experts des matériaux et des structures, maîtrise d'œuvre et d'ouvrage.

Ce guide n'a pas pour objectif de se substituer à cette démarche collaborative indispensable mais il fournit des éléments de compréhension vis-à-vis des méthodes, et des bénéfices qu'il est possible d'en retirer, dans le cadre d'une gestion optimisée.

» ***Note 1/1 :*** *Un mauvais diagnostic peut être lourd de conséquences.*

Malgré l'existence de nombreuses normes et recommandations encadrant les essais et mesures (en laboratoire et in situ) et de quelques procédures synthétiques (voir références ci-dessous), il n'existe pas à l'échelle nationale de recommandations générales établies par la communauté sur la conduite d'un diagnostic de corrosion des ouvrages en béton armé. Ce guide a pour ambition de combler ce manque.

Les documents suivants sont utiles :

- ITSEOA Fascicule 0 - Disposition applicable à tous les ouvrages [6]
- ITSEOA, Fascicule 2 - Généralités sur la surveillance [7]
- ITSEOA, Fascicule 3 - Auscultation, surveillance renforcée, haute surveillance, mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde [8]
- ITSEOA, Fascicule 5 – Conduite d'une intervention sur un ouvrage existant [9]
- https://cahier-interactif-auscultation-ouvrages-art.univ-gustave-eiffel.fr (voir notamment la procédure D1-1 "Diagnostic de corrosion du béton armé") [10]
- Bulletin Ouvrages d'Art n°80 [3]

Dans le présent guide, après quelques rappels succincts sur la corrosion des armatures, les investigations principales relatives à cette pathologie seront présentées. Il sera rappelé pour chaque type d'investigation (il existe des normes précisant les conditions d'essais ou d'analyses) les objectifs à atteindre, les différentes méthodes disponibles, leurs limites et leurs spécificités.

La compétence, la qualification et la formation du personnel sont également abordées dans ce guide, ainsi que les aspects liés à la sécurité.

Ce guide ne se veut pas exhaustif, mais présente une démarche générale. Il a été rédigé en :

- S'appuyant sur les retours d'expérience dans ce domaine. Il apparaît important de faire part des points positifs, mais aussi des "échecs" : méthodes inadaptées, prélèvements excessifs, conclusions impossibles ou erronées, etc.
- Proposant des méthodes faisant l'objet d'un consensus
- Prenant en compte les caractéristiques des matériels de diagnostic : simplicité d'emploi, fiabilité, poids, coût
- Privilégiant le caractère opérationnel du rapport de diagnostic

Ce guide vise à sensibiliser le maître d'ouvrage sur la démarche progressive d'un diagnostic et la nécessité de faire appel à des spécialistes qualifiés et expérimentés, aptes à valider et adapter le programme d'investigations en fonction des résultats obtenus.

Ce guide est composé de 10 chapitres : une introduction, la présentation de la corrosion des structures en béton armé, le déroulement d'un diagnostic de corrosion, les méthodes de terrain puis les analyses de laboratoire, le suivi en continu de la corrosion à l'aide d'une instrumentation, l'évaluation de la capacité portante, des conclusions, et des références bibliographiques. Il s'achève avec une annexe qui présente quelques cas d'étude.

Ce guide ne traite pas les points suivants :

- La corrosion des armatures de précontrainte
- Les influences électriques (courant vagabonds)
- Les pathologies telles que la réaction Alcali Granulat (RAG), la réaction Sulfatique Interne (RSI), la réaction Sulfatique Externe (RSE), les attaques biologiques, lixiviation,...
- La réparation des structures en béton armé

2

La corrosion des structures en béton armé

Véronique BOUTEILLER, Université Gustave Eiffel
Raoul FRANCOIS, INSA Toulouse
Christopher OSTROWSKI, Sixense Engineering
Bruno GODART, Université Gustave Eiffel

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c002
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

La corrosion des armatures en acier carbone est la pathologie la plus couramment rencontrée dans les structures en béton armé [1-3, 5, 11]. Au début des années 2000, le projet européen BRIME [1, 12] indiquait que 47 % des ouvrages dégradés étaient atteints de corrosion. Selon un rapport de l'association américaine de la corrosion NACE (devenu AMPP Association for Materials Protection and Performance), les coûts directs de la corrosion des aciers dans le béton représentent 3,5 % du PIB des pays industrialisés [13].
Cette pathologie, si elle n'est pas identifiée et traitée, évolue de façon irréversible, affectant ainsi la valeur du patrimoine bâti et ses conditions d'exploitation, avec des risques pour la sécurité des usagers, mais aussi avec la perte irrémédiable de matériaux témoins du passé pour les monuments historiques.

» ***Note 2/1 :*** *Les armatures en acier carbone sont principalement constituées de fer et c'est cet élément chimique qui s'oxyde.*

1 _ Mécanismes de la corrosion des armatures dans le béton

1.1 _ La corrosion et les paramètres influents

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et d'armatures en acier.

Lors de la mise en place du béton, les armatures sont protégées, d'une part, par l'alcalinité du ciment (protection électrochimique) qui conduit à la formation au niveau de l'acier d'une couche passive protectrice, et, d'autre part, par l'enrobage de béton, distance entre le parement de surface et l'armature (protection physique) qui retarde la pénétration progressive des espèces agressives présentes dans l'environnement.

La corrosion des armatures est un phénomène électrochimique qui nécessite la présence d'agents agressifs, qu'ils soient endogènes (adjuvants chlorés, granulats marins mal lavés…), ou exogènes et alors issus de l'environnement (le phénomène de carbonatation est lié au dioxyde de carbone contenu dans l'air, les ions chlorure(1)), sont présents à proximité de la mer ou utilisés en tant que sels de déverglaçage). Pour que la corrosion puisse avoir lieu, la présence d'eau et d'oxygène est indispensable.

» ***Note 2/2 :*** *La détermination du front de carbonatation et/ou de la teneur en ions chlorure ne suffisent pas à démontrer la corrosion des armatures.*

Enfin, la corrosion est un phénomène évolutif dans le temps.

Au bilan, la corrosion des armatures dans le béton dépend de multiples paramètres qui vont être décrits dans les paragraphes suivants.

1.2 _ La qualité du béton

La capacité du béton à résister à la pénétration des agents agressifs dépend principalement de la formulation du béton, de sa fabrication et de sa mise en œuvre.

La qualité du béton dépend notamment de la nature du ciment et des éventuelles additions et de leur dosage (notion de liant équivalent). Le rapport eau/ciment (ou eau/Liant équivalent) est un paramètre clé de la qualité du béton dont dépend notamment en grande partie la porosité. Ces paramètres sont définis par des normes [14, 15] en prenant en compte les différentes classes d'expositions auxquelles sont soumises chaque partie d'ouvrage.

La mesure de la résistance à la compression du béton a longtemps été la seule manière de caractériser la qualité du béton. Désormais, différents indicateurs permettent d'évaluer finement les propriétés de durabilité du béton et notamment sa capacité à résister à la pénétration des agents agressifs à l'origine de la corrosion. Les principaux indicateurs de durabilité sont les suivants : porosité accessible à l'eau, coefficient de diffusion des chlorures, résistivité électrique [16].

La fabrication et la mise en œuvre du béton sont également des facteurs importants, car susceptibles de créer des irrégularités locales (changement dans l'approvisionnement des constituants, variation du dosage en eau, défaut de vibration, mauvais calage des armatures dans le coffrage, traitement inadapté des reprises de bétonnage, défaut de cure, éléments coulés en place ou préfabriqués, etc.).

1.2.1 _ L'enrobage

L'enrobage correspond à la distance entre la surface du parement béton et l'armature. La notion d'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité est définie dans l'Eurocode 2 [17].

Dans les ouvrages neufs conçus à partir des années 2020, l'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité (Cmin,dur) est déterminé en fonction notamment de la classe d'exposition du béton, de la durée d'utilisation de projet de l'ouvrage (DUP) et de la classe de résistance du béton.

Pour les ouvrages plus anciens, l'enrobage dépend principalement de la période de construction. En effet, le dimensionnement de l'enrobage n'a pas cessé d'évoluer depuis la parution de la circulaire de 1906 au grès de la parution et des mises à jour successives des règlements.

La mise en œuvre du béton et des armatures est un facteur important, car susceptible de créer des variabilités locales (un mauvais positionnement de la cage d'armatures conduira à des épaisseurs d'enrobage différentes de celles prises en compte lors du dimensionnement).

1.2.2 _ L'environnement

La structure en béton armé est dans un environnement qui dépend des conditions climatiques (température, humidité relative, précipitations, etc.) et des espèces présentes dans l'atmosphère ou dans les sols, ou dans l'eau de mer, telles que le dioxyde de carbone (CO_2), les ions chlorure(2) (Cl^-), l'oxygène (O_2), l'eau (H_2O). Le processus de corrosion des armatures dans le béton dans un environnement donné dépend de ces différents paramètres. Les classes d'expositions sont explicitées dans la norme EN 206 [14].

(1) Des cas de contamination mixte (CO_2 et Cl^-) existent également.
(2) Attention, il faut utiliser le terme "ions chlorure" (Cl^-) et pas "ions chlore" car ces derniers n'existent pas. Le chlore (Cl_2) est un gaz.

2 _ Corrosion des armatures dans le béton dans son environnement

2.1 _ La corrosion induite par la carbonatation du béton

La carbonatation est une réaction inéluctable du « vieillissement naturel » du béton dans l'atmosphère.

La réaction du dioxyde de carbone (CO_2) atmosphérique avec les produits d'hydratation du ciment et notamment la portlandite ($Ca(OH)_2$) va conduire à la formation de carbonate de calcium ($CaCO_3$) et d'eau.

La consommation des hydrates qui constituent une des sources de l'alcalinité[3] du béton va induire une diminution de la valeur de pH du béton d'enrobage. Dans le béton sain, le pH voisin de 13 assure la passivation de l'armature en acier carbone. Lorsque la valeur de pH diminue progressivement de 13 jusqu'à 9, le fer qui est le constituant majoritaire de l'acier au carbone peut potentiellement se corroder dans un béton devenu carbonaté (sur la totalité de son enrobage).

» ***Note 2/3 :*** *la carbonatation complète du béton d'enrobage peut induire la corrosion des aciers mais pour que cette corrosion se produise la présence d'eau et d'oxygène est nécessaire.*

La vitesse de carbonatation obéit à un processus de diffusion du CO_2 atmosphérique à travers le béton. Le transport du dioxyde de carbone dans la matrice poreuse du béton se fait à travers les pores non saturés. Le processus dépend donc des propriétés de transfert du béton (porosité, perméabilité au gaz), des paramètres de formulation du béton (nature et dosage du liant : teneur en matière carbonatable (portlandite notamment)) et de la teneur en eau dans le béton. Cette dernière dépend principalement des conditions d'exposition du béton (humidité ambiante). Il a été montré que la vitesse de pénétration du dioxyde de carbone était maximale entre 40 et 80 % d'humidité relative avec un optimum à 60-65 %. La carbonatation s'accompagne d'une réduction de la porosité due à la formation du carbonate de calcium et d'une augmentation de la saturation en eau du béton due à la libération de l'eau liée. Ces considérations expliquent que la vitesse de pénétration de carbonatation s'atténue avec le temps.

La profondeur de carbonatation peut être modélisée par une loi linéaire simplifiée en fonction de la racine carrée du temps : Profondeur de carbonatation = $k\sqrt{t}$.

La corrosion induite par la carbonatation est dite « de type généralisée » (Photo 2/1).



Photo 2/1 : Exemple d'armatures corrodées dans un béton carbonaté (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

2.2 _ La corrosion induite par les ions chlorure

La contamination du béton par les ions chlorure peut être d'origine endogène, exogène ou autre :

- Les ions chlorure endogènes peuvent provenir de l'utilisation de granulats marins, non ou mal lavés, voire d'eau de mer utilisée au gâchage. Les ions chlorure dans le béton peuvent également provenir d'adjuvants chlorés utilisés à une époque[4] comme accélérateur de prise ($CaCl_2$ par exemple).
- Les ions chlorure d'origine exogène proviennent du milieu maritime ou des sels de déverglaçage.
- En milieu maritime, pour les structures situées en zone aérienne (zone de marnage ou d'éclaboussures), la pénétration des ions chlorure est facilitée par les cycles d'aspersion et de séchage. En zone constamment immergée, les ions chlorure pénètrent dans le béton par diffusion. En zone d'embruns ou à l'intérieur des terres, la fréquence et la direction des vents dominants sont des paramètres influençant la contamination du béton par les ions chlorure. La corrosion des structures en béton armé en fonction des différentes zones est décrite dans le Guide CETMEF [18]. La corrosion des structures en béton armé est plus importante en zone de marnage et d'éclaboussures, puis en zone atmosphérique et elle est pratiquement inexistante en zone immergée (par manque d'oxygène).

(3) Les alcalins NaOH et KOH de la solution interstitielle.
(4) Pour les ouvrages de génie civil, leur utilisation a été proscrite dès 1969 par le fascicule 65 du LCPC puis dans la norme béton NF EN 206-1. Aujourd'hui elle est interdite par la norme NF EN 934-1.

- Les structures concernées par les sels de déverglaçage sont principalement les ouvrages d'art (notamment les piles de ponts, les longrines d'ancrage des dispositif de retenue, les corniches et les murs de soutènements), les parkings aériens, souterrains ou en élévation, les édifices en zone urbaine (préférentiellement montagneuse) et les silos de stockage de sel. La fréquence de salage dépend de l'exposition au gel (environnement de montagne et/ou urbain) et des pratiques locales des gestionnaires.
- Les ions chlorure d'origine «autre» proviennent essentiellement de l'industrie (stockage de sels, détergent base chlore ou ses composés pour la désinfection (cuisines), chlorure ferrique $FeCl_3$ dans le traitement des eaux usées,...), d'usines d'incinération, ou de bassins de piscines et de thermes (eau traitée au chlore).

La pénétration des ions chlorure dans le béton dépend des caractéristiques du béton (propriétés de transfert (porosité, coefficient de diffusion des chlorures) et de la nature et du dosage en liant). Elle peut se produire selon différents processus, imbibition, diffusion et immersion/séchage (cycles).

Il existe de nombreux modèles scientifiques pour caractériser la pénétration des ions chlorure dans le béton en se basant sur les lois de Fick (1ière loi de Fick dans le cas d'une diffusion pure (pour obtenir le coefficient de diffusion), 2ième loi de Fick pour prendre en compte les interactions entre les chlorures et la matrice cimentaire du béton (coefficient de diffusion apparent).

La corrosion induite par les ions chlorure est généralement dite « de type localisée par piqûres » (Photo 2/2). Avec le temps, lorsque la corrosion par piqûres se développe également latéralement sur les armatures, la corrosion peut se généraliser (Photo 2/3) à des zones étendues (corrosion qui devient « généralisée ») et provoquer des éclats, des éclatements ou des épaufrures de béton. Lorsque la piqûre devient profonde, ou que la perte de diamètre de l'armature est très importante, une rupture d'armature peut se produire (Photo 2/4).

» ***Note 2/4 :*** *les ions chlorure doivent être présents en quantité suffisante au niveau des armatures pour induire la corrosion des aciers mais pour que cette corrosion se produise la présence d'eau et d'oxygène est nécessaire.*

2.3 _ La corrosion induite par une contamination combinée

La corrosion peut également se trouver aggravée, d'une part, par la présence concomitante d'agents agressifs (carbonatation et ions chlorure), ou d'autres contaminations, présence d'ions sulfates, formation H_2S ou bio-détérioration. Ce sont des cas à examiner spécifiquement.

2.4 _ La corrosion « facilitée » par une discontinuité du béton

Lorsqu'une discontinuité du béton telle que de la fissuration en parement ou de l'endommagement mécanique du béton existe (raison mécanique avant de devenir physico-chimique), la pénétration directe des agents agressifs, de l'oxygène et de l'eau sont réunies et peuvent conduire à une corrosion plus rapide dans le temps et spatialement « localisée ».


2/2


2/3


2/4

Exemples d'armatures corrodées en milieu maritime :

Photo 2/2 : Corrosion par piqûres des aciers en milieu maritime (Projet DéCoF-Ré)
Photo 2/3 : Corrosion des aciers d'une poutre de quai (H. Barreda, Société Ris'K – Martinique)
Photo 2/4 : Dissolution des aciers en milieu maritime (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

3 _ Dégradations des structures en béton armé induites par la corrosion

3.1 _ Schéma conceptuel de la corrosion en fonction du temps

La corrosion des armatures dans les constructions en béton armé est un phénomène évolutif avec le temps. Dans un environnement donné, la Figure 2/1 présente, de manière conceptuelle(1), l'évolution de la dégradation induite par la corrosion en fonction du temps. La Figure 2/1 présente également sous forme de schéma la pénétration progressive des agents agressifs dans le béton d'enrobage puis ses conséquences (fissurations puis épaufrures).

» ***Note 2/5 :*** *En 1982, Tuutti avait proposé un modèle de corrosion (profondeur de corrosion = f(temps) avec 2 phases : la phase d'initiation et la phase de propagation [19].*

Le schéma conceptuel de la Figure 2/1 comporte 4 phases :

- **Phase 1 :** Le front de carbonatation et/ou la pénétration des ions chlorure progressent dans le béton d'enrobage mais n'atteignent pas encore les armatures.
- **Phase 2 :** Certains agents agressifs ont atteint une partie des armatures et la corrosion peut s'initier.
- **Phase 3 :** Le nombre d'armatures qui se corrode augmente (propagation de la corrosion).
- **Phase 4 :** La corrosion a engendré des dégradations de l'interface armature/béton et du parement béton.

Les lois mathématiques des courbes représentées sur la Figure 2/1 ne sont pas connues. Les différentes frontières entre les phases marquées de pointillés rouges (dégradations di et temps t_i) sont mentionnées avec un point d'interrogation pour indiquer que le passage d'une phase à une autre n'est pas déterminé a priori. Pour connaître et délimiter une frontière, il faut être capable de suivre un phénomène évolutif dans le temps mais ces données sont extrêmement rares.

L'initiation de la corrosion survient entre les phases 1 et 2. Bien que l'on parle souvent de "dépassivation de l'armature" il faut noter que la dépassivation d'un métal est un phénomène qui ne peut pas être démontré sur site (et qui est très difficile à quantifier au laboratoire dans le cas du béton armé, car la couche dite de passivation mesure seulement quelques nanomètres d'épaisseur).

La propagation de la corrosion se produit entre les phases 2 et 3. Les produits de corrosion du fer peuvent conduire (selon les environnements et les agents agressifs), à la formation de produits de corrosion, à l'apparition de taches ou de coulures de produits de corrosion(2), à la fissuration du béton (car le volume des produits de corrosion est de 1,5 à 6,5 fois supérieur à celui du fer métal(3) [20, 21]).

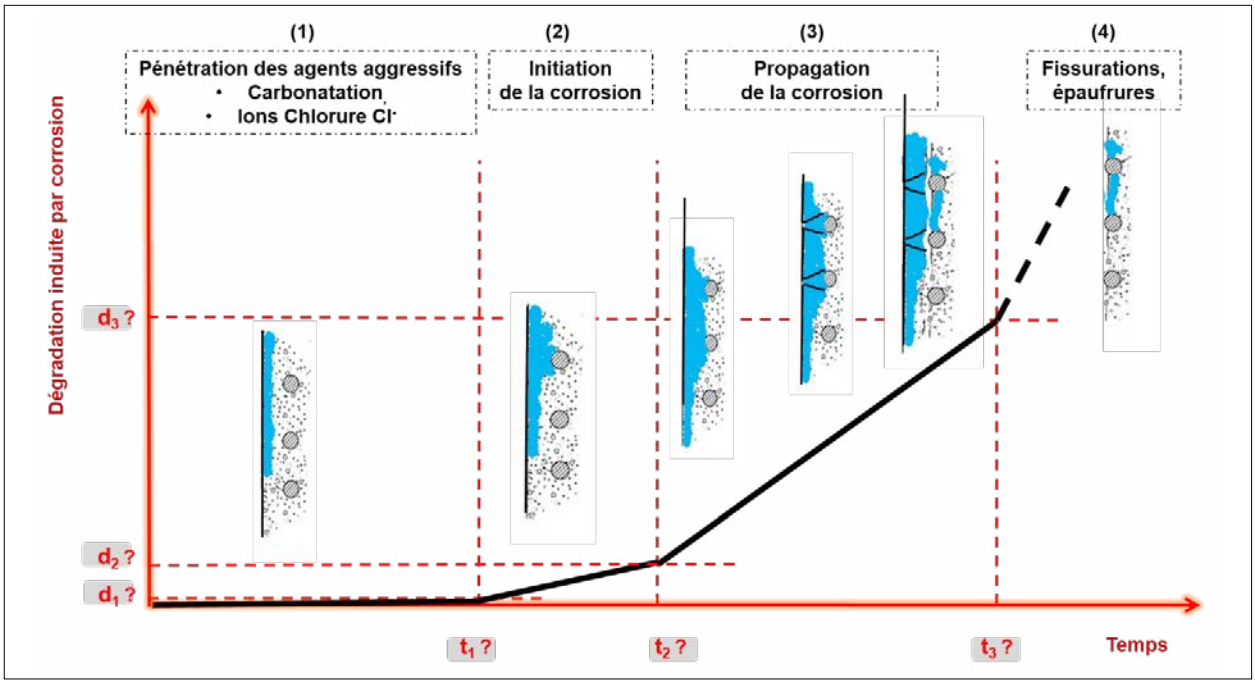


Figure 2/1 : Schéma conceptuel de dégradation des structures en béton armé lié à la corrosion (présence d'oxygène et d'eau) en fonction du temps

(1) Schéma "conceptuel" car les lois de comportement (linéaires ou d'autres types mathématiques) ne sont pas connues.
(2) La rouille est un terme très général pour parler des produits de corrosion.
(3) La corrosion du béton armé n'entraine pas de gonflement du béton.

La pathologie de la corrosion devient détectable sur le parement béton lorsque le phénomène de corrosion est avancé et que se produit la fissuration du béton le long des armatures.

Sur le long terme, les fissurations (des phases 3 puis 4) peuvent être suivies d'éclats de béton, d'épaufrures du béton laissant les armatures à nu, voire la disparition de l'armature.

» ***Note 2/6 :*** *Pour que la corrosion des armatures se produise, il faut que le béton d'enrobage soit carbonaté ou que suffisamment d'ions chlorure aient atteint l'acier ou les deux. Cette condition de contamination est nécessaire mais non suffisante, car pour que la corrosion puisse avoir lieu, il faut également la présence d'eau et d'oxygène.*

» ***Note 2/7 :*** *Il est important de noter que l'épaisseur de fer perdue est différente de l'épaisseur des produits de corrosion formés car le volume des produits de corrosion est plus important que celui du fer métal.*

» ***Note 2/8 :*** *La fissuration du béton induite par la corrosion peut accélérer le phénomène de la corrosion des armatures.*

3.2 _ Dégradations induites par la corrosion

La corrosion des armatures dans le béton peut conduire à différentes dégradations :

- La fissuration du béton armé (Photo 2/5)
- La perte d'adhérence de l'interface acier/béton
- La formation d'éclats de béton (Photo 2/6)
- La formation d'épaufrures ou de délaminations du béton laissant apparaître les armatures corrodées (Photo 2/7)
- La diminution du diamètre de l'armature (Photo 2/8)

En fonction de l'étendue, de la localisation et du degré d'avancement de la corrosion, les conséquences peuvent être de gravité variable :

- Esthétiques (traces de rouille, aspect délabré)
- Fonctionnelles : déformations gênantes, perte d'usage, lecture d'une sculpture ou d'un vitrail...
- Structurales : altération du comportement mécanique de la structure (diminution de la capacité portante, modification des flèches en service, modifications des flèches à la rupture)
- Environnementales : défaillance d'un ouvrage
- Economiques : perte d'exploitation, perte de valeur patrimoniale, impact sociétal...
- Culturelle : pertes définitives de matière originale
- Sécurité des usagers : chutes de blocs ou de plaques de béton, ruine de l'ouvrage


2/5


2/6


2/7


2/8

Photo 2/5 : Fissure du béton (BTPS Atlantique)
Photo 2/6 : Eclat de béton en formation (G. Taché)
Photo 2/7 : Mise à nu des armatures sur un balcon (G. Taché))
Photo 2/8 : Corrosion d'armatures (X. Hallopeau, SECCO)

4 _ Illustrations des dégradations des structures en béton armé induites par la corrosion selon les domaines de construction

Tous les domaines de la construction sont potentiellement affectés par les problèmes de corrosion :

- Les ouvrages d'art [4] : les zones les plus sensibles sont les tabliers et les appuis, puis les équipements tels que les corniches ou parements
- Les ouvrages maritimes [18] : les piles des ponts, les appontements, les quais souffrent de l'agression des ions chlorure de l'eau de mer avec des degrés de sévérité qui dépendent de la zone d'exposition (marnage, embruns, éclaboussures, atmosphérique)
- Les bâtiments : balcons, pignons dans toutes les atmosphères, en milieu urbain, ou maritime, les parkings souterrains du fait des pneus des véhicules qui déposent les sels de déverglaçage
- Les bâtiments industriels : poteaux, poutres et dalles soumis assez souvent à des expositions d'agents chimiques ; les cheminées industrielles sont sujettes à un environnement très sévère en présence d'acide (acide sulfurique et acide chlorhydrique par ex.)
- Les châteaux d'eau
- Les silos pour le stockage des matériaux granuleux ou poudreux (céréales, ciments, etc.)
- Les réservoirs enterrés, au sol, ou aériens
- Les bassins de station d'épuration
- Les canalisations en béton armé
- Les aéro-réfrigérants industriels : soumis à un environnement sévère (brouillard d'eau sous forme de vapeur ou de gouttelettes)
- Les éléments préfabriqués : poteaux supports de lignes électriques, panneaux de façade, acrotères, jardinières,... soumis aux intempéries
- Les monuments historiques protégés, classés ou non (par exemple les églises ou autres ouvrages des architectes) ou plus largement les édifices en béton armé labellisés. Ils sont globalement les plus anciens et sont de plus en plus nombreux. Ils possèdent leurs propres exigences, en termes d'esthétique et en termes de choix de technique de réparation [5]

4.1 _ Ouvrages d'art

Des exemples d'ouvrages d'art dégradés par la corrosion sont présentés sur les photos 2/9 à 2/14.


2/9


2/12


2/10


2/11


2/13


2/14

Photo 2/9 : Corrosion en sous-face d'ouvrage (L. Labourie, Cerema)

Photo 2/10 : Corrosion des armatures d'un voussoir provoquée par des sels de déverglaçage (H. Delahousse, Université Gustave Eiffel)

Photo 2/11 : Corrosion d'un ouvrage (BTPS Atlantique)

Photo 2/12 : Corrosion d'un bow-string (J. Chatelain, LCPC)

Photo 2/13 : Corrosion des armatures d'un pont à poutres en béton armé (J-F. Seignol, Université Gustave Eiffel)

Photo 2/14 : Corrosion en sous-face de tablier de pont (B. Godart, LCPC)

4.2 _ Ouvrages maritimes

Des exemples d'ouvrages en milieu maritime dégradés par la corrosion sont présentés sur les photos 2/15 à 2/18.


2/15


2/16


2/17


2/18

Photo 2/15 : Dégradations d'un pont près de la mer (J M. Torrenti, Université Gustave Eiffel)
Photo 2/16 : Corrosion et mise à nu des armatures en acier d'une pile de pont en zone de marnage (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)
Photo 2/17 : Éclatement du béton et aciers apparents corrodés de la poutre de couronnement d'un quai (H. Barreda, Société Ris'K - Martinique)
Photo 2/18 : Dégradation d'une pile de pont en milieu maritime (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

4.3 _ Bâtiments

Des exemples de bâtiments dégradés par la corrosion sont présentés sur les photos 2/19 à 2/23.


2/19


2/20


2/21


2/22


2/23

Photo 2/19 : Corrosion des armatures en sous face de balcon (G. Taché)
Photo 2/20 : Hétérogénéité locale du béton (G. Taché)
Photo 2/21 : Epaufrure avec chute de bloc de béton et danger pour les passants (G. Taché)
Photo 2/22 : Défauts d'enrobage des armatures et corrosion (G. Taché)
Photo 2/23 : Façade de bâtiment dégradée par la corrosion (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

4.4 _ Ouvrages de génie civil

Des exemples d'ouvrages de génie civil dégradés par la corrosion sont présentés sur les photos 2/24 à 2/26.


2/24


2/25


2/26

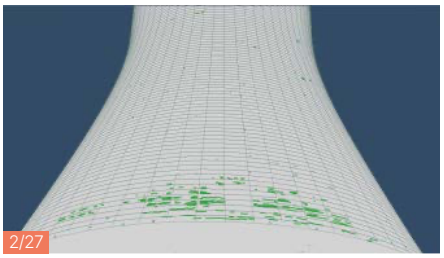
Photo 2/24 : Corrosion d'un château d'eau (J-F. Seignol, Université Gustave Eiffel)

Photo 2/25 : Corrosion en sous face de tranchée couverte (M. Rudinger, RATP)

Photo 2/26: Corrosion en sous face d'une trémie d'aération (M. Rudinger, RATP)

4.5 _ Aéroréfrigérants

Des exemples de structures d'énergie dégradées par la corrosion sont présentés sur les photos 2/27 à 2/30.


2/27


2/28

Photo 2/27 : Visualisation 3D par l'outil Victoria EDF d'un aéroréfrigérant (EDF)

Photo 2/28 : Purge du béton par hydro-démolition sur un aéroréfrigérant en Allemagne (EDF)

Photo 2/29 : Trace de corrosion sur un diffuseur d'aéroréfrigérant (EDF)

Photo 2/30 : Trace de corrosion sur un diffuseur d'aéroréfrigérant (EDF)


2/29


2/30

4.6 _ Eléments préfabriqués

Les éléments préfabriqués sont souvent des composants intégrés dans une structure. On considère généralement que leur fabrication est bien maîtrisée, par comparaison avec les composants "coulés en place" mais ce n'est pas toujours le cas. De plus, un point faible existe aux interfaces préfa/in situ, béton de clavage (ou clavetage). En cas de défaillance, manque d'entretien ou absence d'étanchéité, ces zones deviennent des passages d'eau privilégiés où les agents agressifs se concentrent et où les dégradations apparaissent. Les aciers de clavage dans les dalles ont disparu (Photo 2/31). Cette situation peut se retrouver sur des éléments en encorbellement de pont, par exemple.

La photo 2/32 présente un exemple d'éléments préfabriqués (poteau électrique) dégradés par la corrosion.


2/31


2/32

Photo 2/31 : Clavage entre dalles d'une voierie sur bâtiment (J-F.Bindel, groupe ADP)

Photo 2/32 : Poteau électrique (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

4.7 _ Réseaux d'assainissement

Des exemples de dégradation de réseaux d'assainissement sont présentés sur les photos 2/33 et 2/34. Pour ces éléments de structure très dégradés, la corrosion des aciers peut résulter de la nature de l'environnement aérien ou du sol (carbonatation, chlorures, sulfates,...) mais la présence d'hydrogène sulfuré (H_2S) a un rôle accélérateur de la corrosion en dégradant le béton d'enrobage par des mécanismes de formation d'acide sulfurique en conditions biotiques.


2/33

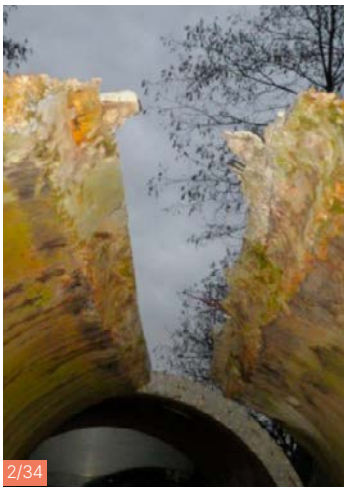

2/34

Photo 2/33 : Dégradation du béton armé d'un poste de relevage d'effluents par attaque acide biogénique (T. Chaussadent, Université Gustave Eiffel)

Photo 2/34 : Rupture d'une canalisation de transport d'effluents par dégradation du béton et des aciers (T. Chaussadent, Université Gustave Eiffel)

4.8 _ Monuments Historiques

Des exemples de monuments historiques dégradés par la corrosion sont présentés sur les photos 2/35 à 2/40.


2/35


2/36


2/37


2/38


2/39


2/40

Photo 2/35 : Corrosion des étriers métalliques « Hennebique » sur une poutre du pont Camille de Hogues à Chatellerault (E. Marie-Victoire, LRMH)
Photo 2/36 : Epaufrure et corrosion des armatures de décors de rocailles du Parc Valrose à Nice (M. Bouichou, LRMH)
Photo 2/37 : Epaufrure liée à la corrosion des armatures Fresque de Keith Haring à l'hôpital Necker à Paris (E. Marie-Victoire, LRMH)
Photo 2/38 : Epaufrure et fissuration induite des pièces de verre d'une verrière de la gare de Dinan (E. Marie-Victoire, LRMH)
Photo 2/39 : Corrosion des armatures et épaufrures sur un pilier de la rotonde du Palais d'Iéna à Paris, avant restauration (E. Marie-Victoire, LRMH)
Photo 2/40 : Corrosion des armatures et épaufrures à l'Eglise Notre Dame de Royan (E. Marie-Victoire, LRMH)

4.9 _ Bassins, piscines et thermes

Des dégradations induites par la corrosion rencontrées dans des piscines sont présentées sur les photos 2/41 et 2/42.


2/41


2/42

Photo 2/41 : Infiltrations dans une piscine (BTPS Atlantique)
Photo 2/42 : Corrosion dans une piscine (O. Lesieutre, Résilience Maintenance du Béton)

3 Le déroulement d'un diagnostic de corrosion

Cécile PIERRE, GINGER-CEBTP
Christophe AUBRY, EDF
Damien RICHARD, BTPS Atlantique

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c003
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

1 _ Problématiques rencontrées par le gestionnaire

Dans le cadre du processus de gestion de son patrimoine, le maître d'ouvrage doit faire face à plusieurs problématiques :

- Y a-t-il un problème sur mon ouvrage ? et si oui :
  - Quelle est sa nature, son étendue, les risques encourus ?
  - Que doit-on faire ?
  - De combien de temps dispose-t-on encore ?
- S'il n'y a pas de problème aujourd'hui, doit-on s'attendre à en avoir et à quelle échéance ? que doit-on faire pour le retarder ?

Ces questions se posent notamment dans les situations suivantes :

- L'ouvrage est en cours d'exploitation ou arrive en fin de concession
- Lors d'un changement de conditions d'exploitation (par exemple modification des charges imposées à l'ouvrage, changement de destination de structure d'habitation/ bureau)
- À l'issue d'une inspection visuelle ayant révélé des désordres
- Lors de travaux de réfection, de rénovation ou de renforcement
- Après un événement exceptionnel (incendie, séisme, choc, inondation, etc.)
- Dans le cadre d'une démarche préventive (détection de pathologie de corrosion sur des ouvrages similaires ou exposition à un environnement connu pour être agressif)
- Lors d'adaptation des structures (changement climatique ou changement de charge de trafic)

Il est de plus rappelé qu'un gestionnaire de patrimoine est responsable de la sécurité des personnes et qu'à ce titre, il doit se préoccuper de l'apparition de désordres pouvant engendrer des risques pour les personnes (stabilité structurelle, chutes de morceaux de béton, ...). Pour ce faire, il doit réaliser ou faire réaliser un suivi régulier des ouvrages constitutifs de son patrimoine (par exemple avec des inspections détaillées) pour détecter au plus tôt les signes précurseurs des pathologies. En cas de désordres liés à la pathologie de corrosion du béton armé, la réalisation d'un diagnostic de corrosion s'impose pour évaluer la dangerosité et apporter les réponses appropriées.

Plus on identifie en amont une pathologie de corrosion, plus l'impact des travaux préventifs/curatifs et du budget associé sera optimisé. À ce titre, et même en l'absence de désordres apparents, la réalisation d'un diagnostic de corrosion peut dans certains cas se révéler pertinente notamment dans le cas de contraintes lourdes (maintenances répétées versus opération lourdes de réparations curatives générant des pertes d'exploitation et des perturbations diverses (déviations, etc.).

Le diagnostic de corrosion devient indispensable lorsqu'un ouvrage a atteint un état avancé ou critique, qu'il est exposé dans des conditions connues pour être défavorables, ou qu'il est nécessaire d'établir un état des lieux pour évaluer sa durée de vie résiduelle.

Plus le diagnostic est complet et exhaustif, plus le choix des réparations et/ou renforcements sera pertinent, plus le risque d'aléas durant la phase travaux sera limité et le budget sera optimisé.

2 _ Acteurs en présence

2.1 _ Le Maître d'Ouvrage (MOA)

Pour définir la stratégie de gestion de son patrimoine en fonction de la durée de vie souhaitée, des contraintes d'exploitation, des coûts, des cycles de maintenance, le Maître d'Ouvrage doit :

- Définir ses besoins, ses objectifs et ses contraintes
- Transmettre toutes les données disponibles relatives à l'ouvrage (plans de construction, historique, résultats des actions antérieures de suivi, etc.)
- Fournir, avant travaux lorsqu'il est obligatoire, le diagnostic amiante, plomb (Constat des Risques d'Exposition au Plomb), matériaux organiques (Hydrocarbures Aromatiques Polycyclique), silice, au niveau des zones impactées par le diagnostic
- Faciliter l'accès à son ouvrage (mise à disposition des clés, autorisations d'accès, de circulation, gestion des arrêtés, etc.)
- S'assurer que les conditions de sécurité et d'hygiène sont réunies pour l'intervention du (ou des) prestataire(s) en charge du diagnostic

Compte-tenu de la complexité du diagnostic de corrosion, il est fortement recommandé au maître d'ouvrage de s'adjoindre un Assistant à Maîtrise d'Ouvrage (AMO), notamment lorsque qu'il n'a pas les compétences en interne.

2.2 _ L'Assistant à Maîtrise d'Ouvrage (AMO)

Pour assurer sa mission, l'Assistant à Maîtrise d'Ouvrage doit :

- Être compétent en matière d'ingénierie de maintenance, et plus particulièrement sur la pathologie de la corrosion du béton armé
- Traduire les objectifs du Maître d'Ouvrage en termes de programme de diagnostic
- Prendre en charge la rédaction du cahier des charges des investigations
- Participer, éventuellement, à l'analyse des offres et au suivi de la réalisation du diagnostic
- Consolider, interpréter et valider les résultats pour présentation au Maître d'Ouvrage

2.3 _ Le prestataire en charge du diagnostic corrosion

Pour assurer sa mission, le prestataire en charge du diagnostic doit :

- Disposer de références en matière de diagnostic de corrosion avec du personnel formé et le cas échéant de sous-traitants compétents sur les techniques spécifiques à ce type de pathologie et de diagnostic
- Proposer une note méthodologique adaptée aux objectifs préalablement établis par le maître d'ouvrage et en concertation avec les parties prenantes
- Mettre en œuvre les méthodes conformément aux référentiels techniques en vigueur et disposer des matériels spécifiques nécessaires
- Analyser et interpréter les données conformément aux référentiels techniques en vigueur

2.4 _ Le Maître d'Œuvre (MOE)

À l'issue du diagnostic, le Maître d'Ouvrage choisit un Maître d'Œuvre après consultation.

Le Maître d'Œuvre doit :

- Disposer de compétences adaptées à la lecture et à l'interprétation des résultats du diagnostic
- Vérifier les éléments issus du diagnostic et préconiser, si besoin, un diagnostic complémentaire nécessaire à la définition des travaux à réaliser
- Spécifier les compétences des personnels (intuitu personae) nécessaires au prestataire de travaux conformément aux normes et règles en vigueur
- Établir, sur la base des conclusions du diagnostic et des recalculs éventuels, le projet de protection, réparation et renforcement adapté à l'ouvrage en tenant compte des contraintes techniques, d'exploitation, d'accès, environnementales et budgétaires du Maître d'Ouvrage
- Mener une mission de maitrise d'œuvre comprenant la rédaction du dossier de consultation des entreprises, l'analyse des offres, et le suivi des travaux en fonction des différentes phases de missions confiées par le Maître d'Ouvrage (voir code des marchés, loi MOP)

» ***Note 3/1 :*** *Il n'existe pas au moment de la rédaction du présent guide, de certification relative aux diagnostiqueurs. Des travaux sont en cours au niveau de la COFREND pour certifier les opérateurs à la réalisation d'essais non destructifs. Toutefois, il existe une certification en protection cathodique sur le secteur béton basée sur la norme NF EN ISO 15257 [22] Niveaux de compétences des personnes en protection cathodique – Bases pour un dispositif particulier de certification, qui définit des niveaux de compétences associées à la mise en œuvre de la protection cathodique, de la réalcalinisation et de la déchloruration.*

3_ Objectifs généraux du diagnostic

Le diagnostic doit permettre d'évaluer :

- La confirmation d'une pathologie de corrosion induites par des agents agressifs tels que les ions chlorure et/ou le dioxyde de carbone ou autre
- La profondeur de pénétration des agents agressifs et l'étendue des zones corrodées, des zones saines ou des zones incertaines
- L'avancement du processus de corrosion pour les différentes zones
- Les caractéristiques principales des matériaux en place (visuellement sains ou dégradés)

Les résultats du diagnostic peuvent également apporter des éléments d'hypothèse nécessaires :

- À la définition d'un programme de surveillance spécifique (instrumentation, mesures géométriques, relevés visuels ciblés)
- À l'estimation de la gravité en termes de sécurité structurale, des biens et des personnes (ISO16311 entretien et réparation des structures en béton - 1 à 4)
- Au recalcul de la structure

Le diagnostic permet de proposer des solutions de réparation/renforcement adaptées à la structure en béton armé et aux objectifs du maître d'ouvrage.

Le logigramme de la Figure 3/1 décrit comment s'inscrit le diagnostic dans une démarche de gestion de patrimoine.

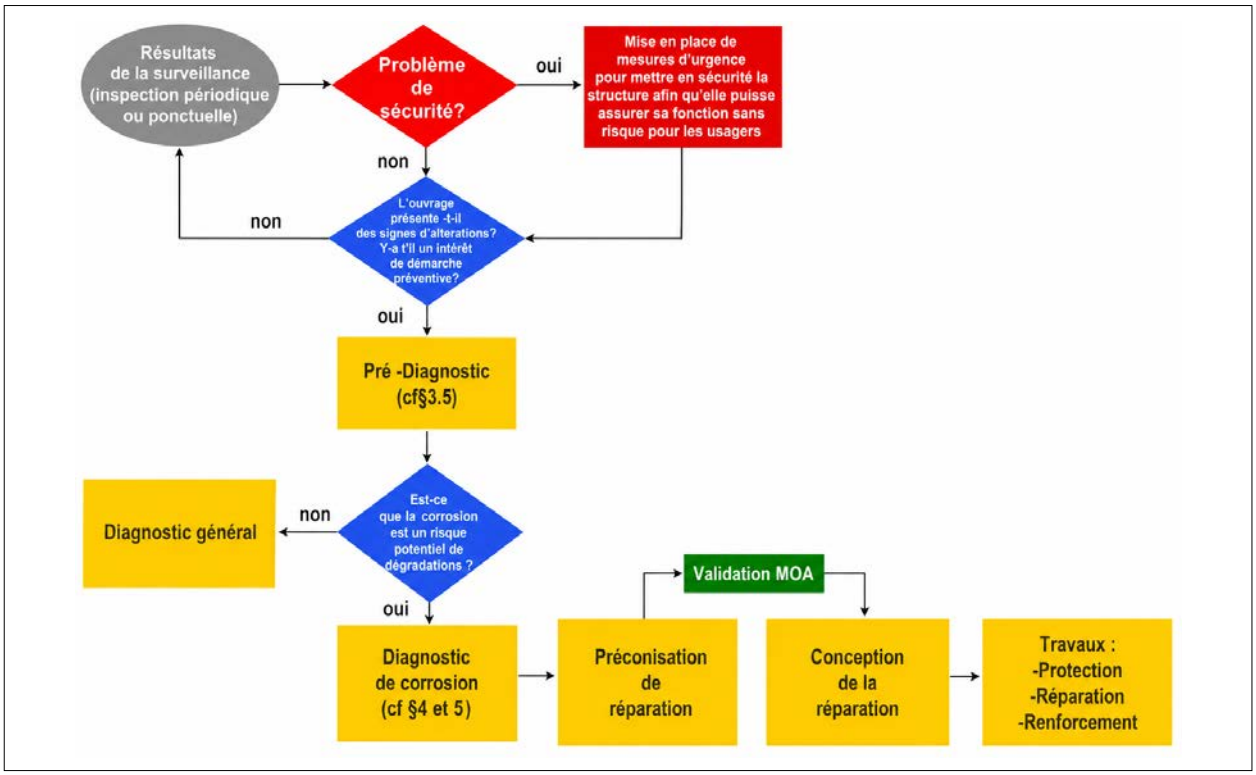


Figure 3/1 : Le diagnostic dans une démarche de gestion de patrimoine

Les différentes étapes présentes dans le logigramme de la Figure 3/1 sont :

- La surveillance (visites de routine, visites d'évaluation, inspections détaillées) à organiser par les gestionnaires dans le cadre de leur responsabilité vis-à-vis notamment de la sécurité des personnes
- Le pré-diagnostic qui va aboutir à l'établissement d'un programme d'investigation
- Le diagnostic, qui donnera les données d'entrée nécessaires à l'établissement d'un projet de réparation/renforcement si besoin

Il est fortement souhaitable que l'entité en charge du diagnostic soit indépendante des entités de travaux car elle pourrait alors être considérée comme juge et partie.

En phase travaux, l'entreprise de réparation peut être amenée à réaliser des investigations complémentaires, sous couvert de la loi relative à la maîtrise d'ouvrage publique (MOP), si cela lui permet de mieux optimiser la réparation/renforcement.

3 .1 _ En amont : Le pré-diagnostic

En amont du diagnostic de corrosion, un pré-diagnostic permet de confirmer la présence d'une pathologie de corrosion. Le pré-diagnostic est la première opération à effectuer dès que l'inspection visuelle signale un désordre ou qu'une démarche préventive est jugée pertinente. Il conduit à formuler des hypothèses sur « l'origine probable des désordres observés », indispensable pour orienter le diagnostic de manière efficace. Il permet de préconiser d'éventuelles mesures de sauvegarde à mettre en œuvre de façon immédiate. Il se prolonge par la mise au point du programme des études et investigations.

Le pré-diagnostic doit être établi par une personne expérimentée qui peut soit être interne à la maitrise d'ouvrage, soit être un AMO. Cette personne peut être amenée à être « le pilote » du diagnostic général. Il doit avoir une vision d'ensemble des multiples aspects du problème posé sur les plans techniques, économiques, sécuritaires, voire juridiques.

L'étape de pré-diagnostic comprend, par l'intermédiaire notamment d'échanges avec l'exploitant ou le gestionnaire, ou le MOA ou l'AMO :

- L'analyse du dossier d'ouvrage : dossier d'ouvrages exécutés (DOE) (plans et notes de calculs), historiques (travaux au cours de la vie de l'ouvrage), rapports de surveillance, rapports d'études antérieurs éventuels
- La réalisation d'une inspection partielle ou globale qui sera comparée aux éventuels résultats antérieurs d'un rapport d'inspection ou de diagnostic pour qualifier une évolution éventuelle

- La prise en compte de l'environnement de l'ouvrage (classes d'exposition selon la norme NF EN 206/CN [14], expositions atmosphérique/maritime, eau, vent, pluies, oxygène, etc.) et de ses conditions d'exploitation (sels de déverglaçage, présence de produits chimiques, etc.). C'est à ce stade qu'il faut essayer de faire, si possible, une distinction entre carbonatation et action des ions chlorure, en tant que mécanisme de corrosion, car les méthodes d'investigation à appliquer seront différentes (les dégradations visuelles observées ne permettent pas toujours de distinguer une corrosion par carbonatation d'une corrosion pas les ions chlorure).
- L'identification des contraintes d'exploitation (infrastructure de transport, milieu occupé, etc.), environnementales (site chimique et ou industriel, rivière protégée, présence de lignes de hautes tensions, etc.) et sanitaires (amiante, plomb, H_2S, etc.)
- L'identification des contraintes d'accès
- L'estimation d'un calendrier d'intervention

» ***Note 3/2 :*** *L'étude des éléments du dossier d'ouvrage peut permettre de réaliser une analyse de risques vis-à-vis de la corrosion en recherchant les différents paramètres de vulnérabilité (enrobage, formulation du béton, défauts de construction) et d'aléas (agressivité de l'exposition des différentes parties de l'ouvrage) qui favorisent le processus de corrosion. Cette analyse qualitative permet d'identifier les parties d'ouvrages ou zones les plus et les moins critiques et d'orienter le type et l'implantation des investigations à mener. Cette démarche structurée permet de justifier de manière claire et rigoureuse le programme et d'optimiser le diagnostic tout en assurant sa représentativité.*

La finalité du pré-diagnostic est d'établir un programme d'investigations. Le cas échéant, il peut également conduire à adapter les mesures de sécurité mises en place.

Le programme d'investigation du diagnostic doit être représentatif de l'ouvrage en considérant ses différents éléments structurels (poutre, dalle, poteau, voile, garde-corps, linteau, piles, tablier, etc).

Les zones d'investigation sont à définir en fonction :

- Des éléments du dossier d'ouvrage (changement de composition de béton, mise en œuvre)
- De l'état visuel (zones saines, intermédiaires et dégradées)
- De l'exposition aux agents agressifs (orientation, sens du vent et des précipitations et élévations ou altitudes)

Le programme doit également définir les essais à réaliser sur site et en laboratoire, ainsi que leur nombre ; et ce sur chacune des zones choisies (y compris les zones saines à des fins de comparaison).

3.2 _ Le diagnostic de corrosion

Le diagnostic de corrosion fait appel à un ensemble d'examens (méthodes de terrain (Chapitre 4), analyses de laboratoire (Chapitre 5). Dans certains cas il existe une surveillance en continu à l'aide de capteurs (Chapitre 6), permettant de déterminer l'origine de la corrosion, son étendue, les différents stades d'avancement et ses conséquences vis-à-vis de la durée de service de l'ouvrage. Un recalcul peut être nécessaire selon l'état d'avancement de la corrosion (Chapitre 7).

À l'issu du diagnostic, un projet éventuel de protection/réparation/renforcement pourra être établi.

» ***Note 3/3 :*** *Il est recommandé de réaliser une tranche d'essai ou un essai pilote pour valider le projet de réparation de l'ouvrage.*

3.3 _ Les aspects Qualité Hygiène Sécurité et Environnement

3.3.1 _ Sécurité des usagers et du personnel intervenant sur site

Avant intervention sur ouvrage, il est nécessaire de déterminer les risques auxquels intervenants et occupants et usagers éventuels de l'ouvrage seront exposés pendant la durée du diagnostic. À cet effet, une analyse de risques au travers d'un Plan de Prévention ou le cas échéant (si action simultanée de plusieurs prestataires) d'un Plan Particulier de Sécurité et de Protection de la Santé (PPSPS) doit être effectuée. Le Plan de Prévention sera rédigé par le maître d'ouvrage ou l'exploitant, en concertation avec l'entreprise, le PPSPS par le prestataire du diagnostic.

Ces documents ont pour objectifs de lister les risques liés à l'opération et de définir les moyens pour les supprimer ou les réduire. Les mesures de protection à envisager pour les opérateurs comme pour les personnes susceptibles de se tenir à proximité des zones d'intervention de façon durable ou momentanée sont détaillées dans ces documents.

Les informations essentielles à faire figurer dans ce document de prévention sont a minima les suivantes (liste non exhaustive) :

- L'identification de l'affaire
- L'adresse du chantier et l'accès
- La descriptif sommaire de l'intervention envisagée
- L'interlocuteur exploitant ou maître d'ouvrage/interlocuteur entreprise (avec identification des Sauveteurs Secouristes du Travail)
- Les dates et horaires de l'intervention
- Les dispositions envisagées pour permettre l'intervention dans de bonnes conditions sanitaires et de confort
- Les sources d'énergie
- Le matériel et outillage utilisés/produits (Fiches de Données Sécurité pour les produits chimiques à disposition sur le lieu de l'opération)
- La liste des équipements de protection collective et individuelle

- L'existence supposée ou avérée d'amiante
- Les mesures de prévention : tâches, moyens utilisés, risques associés (risques internes, liés à la coactivité, à l'environnement de travail…) et moyens de prévention mis en œuvre (méthodologie et matériel adaptés, protections collectives, équipements de protection individuelle…)
- Le plan de secours/consignes de sécurité et affichage/ consignes en cas d'urgence

Un représentant du maître d'ouvrage ou du gestionnaire ayant la connaissance de l'ouvrage et de l'opération doit accueillir sur site de façon formalisée tout individu participant à l'intervention.

Certaines interventions en présence de réseaux aériens ou enterrés, peuvent faire l'objet d'une Déclaration de Travaux (DT) par le maître d'ouvrage et/ou d'une Demande d'Intention de Commencement de Travaux (DICT) par l'intervenant.

3.3.2 _ Respect de l'environnement

Les interventions de diagnostic de corrosion des bétons armés peuvent émettre des déchets qui doivent être collectés, triés et évacués selon leur type et leur dangerosité éventuelle, dans la filière d'élimination ou de stockage correspondante et agréée.

Le cas échéant, un Plan de Respect de l'Environnement, précisant les modalités retenues pour limiter au maximum l'impact de l'opération sur l'environnement proche de l'ouvrage concerné, peut être rédigé préalablement et soumis à l'agrément du maître d'ouvrage. Sur le principe du Plan de Prévention ou du PPSPS, le Plan de Respect de l'Environnement listera les tâches à réaliser, leur impact éventuel sur l'environnement et les mesures de prévention associées. Doivent notamment être détaillées les mesures envisagées vis-à-vis de l'eau, de l'air, de la biodiversité, du bruit, de la consommation d'énergie.

Dans le cas d'une intervention à proximité directe d'un cours d'eau, la nécessité d'établir un dossier Loi sur l'Eau devra être étudiée avec le maître d'ouvrage, et des mesures particulières pourront être nécessaires (dévoiement de cours d'eau, barrage absorbant…).

Au même titre que pour la sécurité, le personnel intervenant doit être sensibilisé en début d'opération aux mesures retenues pour la préservation et le respect de l'environnement.

3.3.3 _ Qualification et formation du personnel

Un diagnostic de corrosion sur un ouvrage en béton armé peut impliquer l'utilisation de matériels spécifiques, une intervention en hauteur, une intervention en site occupé, en milieu confiné ou sur chaussée circulée, etc.

Les opérateurs doivent donc être formés et qualifiés à ces types d'interventions et posséder notamment les CACES (Certificat d'Aptitude à la Conduite en Sécurité) et/ou autorisations de conduite adéquates, ou encore avoir participé à des formations qualifiantes pour travail en hauteur ou utilisation d'échafaudage par exemple.

Une liste non exhaustive des formations en vue d'obtenir les certifications ou les habilitations nécessaires au diagnostic, est donnée ci-après :

- CACES pour utilisation d'engins type plateformes élévatrices notamment
- Certificat d'aptitude au montage et/ou travail sur échafaudage
- Certificat de Qualification Professionnelle Cordiste
- Autorisation d'Intervention à Proximité des Réseaux AIPR
- Certificat d'Aptitude à Travailler en Espaces Confinés CATEC
- Formation amiante (sous sections 3 et 4)
- Formation Risques Chimiques
- Formation Habilitation électrique
- Formation spécifique pour intervention sur une installation industrielle
- Formation spécifique pour intervention en milieu autoroutier/ferroviaire

Une sensibilisation et une formation initiale avant intervention, puis régulière selon la durée de l'intervention, sont des outils essentiels permettant d'assurer la sécurité des personnes opérantes et des installations.

3.3.4 _ La problématique des coûts

Le coût du diagnostic ne se réduit pas à la somme des prestations envisagées. Il est nécessaire d'évaluer l'impact global de la demande, en intégrant :

- Les moyens d'investigation à mettre en œuvre (in situ et en laboratoire)
- Les moyens d'accès à mobiliser
- La durée prévisible des investigations
- L'impact associé sur l'exploitation (arrêts de la circulation par exemple)
- La nature des questions posées. En effet, l'émission d'un avis ou d'un pronostic, faisant partie d'un rapport d'interprétation, nécessite une démarche particulière de la part de l'entité sélectionnée, par rapport à la simple réalisation de mesures et essais.

Il faut ainsi arriver à trouver le bon équilibre entre un niveau d'investigations suffisant pour mener correctement les études et aboutir à des conclusions fiables, et le coût de l'opération, qu'il faut essayer de limiter (en jouant par exemple sur l'échantillonnage, ou sur le positionnement des zones de mesure). Comme il a été souligné en introduction de ce guide, le coût d'un diagnostic est rarement à la hauteur de celui des erreurs occasionnées par son insuffisance ou son absence notamment lors de la définition des travaux de remise en état.

4 _ Rapport global du diagnostic

Le rapport global du diagnostic doit servir de base au maître d'œuvre pour proposer au maître d'ouvrage différents scénari de protection, réparation et renforcement. Il comporte a minima les éléments suivants :

1. Le(s) besoin(s) du client : → Quelle est la question posée ? suivi de l'état de la structure à des fins de maintenance et de réparation, expertise (assurance, judiciaire), réhabilitations, changement de destination d'usage, demande de 3U (dégradation structurelle avec caractère d'Urgence), Bureau d'étude qui veut re-calculer la structure (perte de diamètre), transformations, etc.
2. Le contexte : Structure, localisation, âge, historique (réparations antérieures, etc.), Environnement (maritime, urbain, etc.), Résultats des inspections détaillées périodique (IDP), etc.
3. Le description des éléments et choix des zones d'investigations
4. La méthodologie choisie (moyens, méthodes et conditions d'intervention
5. Les résultats des analyses par zones et/ou par élément structurel avec :
   - 5.1. Les méthodes de terrain
   - 5.2. Les analyses de laboratoire
6. La discussion des résultats et rendu de la synthèse multicritères
   - 6.1. L'état de la corrosion des armatures avec un re-calcul éventuel de la structure
   - 6.2. Le bilan des caractéristiques des bétons en zone saine et en zone dégradée
   - 6.3. La synthèse « multi-critères »
   - 6.4. Les observations particulières (autre pathologie relevée lors du diagnostic, ancienne réparation non pérenne, par ex.)
7. Les conclusions et les avis (en fonction du besoin du client)
   - 7.1. La cause de la corrosion (ions chlorure et/ou carbonatation, ou autre), type de corrosion (localisée, généralisée), niveau de dégradation (faible, moyen, élevé, critique), répartition (statistique par éléments : poutre, culées, poteaux, dalles, piles, tablier, jonction, parements, etc.) ; S'il s'agit de répondre aux caractères évolutifs de la dégradation, il est nécessaire de disposer des diagnostics antérieurs ou bien de réaliser des diagnostics à des périodes ultérieures.
   - 7.2. Les avis sur la durabilité et/ou sur la tenue structurelle des éléments de la structure en béton armé (mesures conservatoires en cas de criticité, fréquence de contrôles ultérieurs)
   - 7.3. Le signalement des cas de comportement particulier (possibilité de concomitance de pathologies, propositions complémentaires, etc.)

4 Les méthodes de terrain pour le diagnostic de corrosion

Christopher OSTROWSKI, Sixense Engineering
Frédéric BOINSKI, Sixense Engineering
Noureddine RAFAÏ, Setec Ierm
Véronique BOUTEILLER, Université Gustave Eiffel
Xavier HALLOPEAU, SECCO Corrosion Consulting

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c004
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

L'investigation de la corrosion des armatures des structures en béton armé repose sur des méthodes non-destructives et destructives qui sont complémentaires compte-tenu des limites d'application et d'interprétation de chacune d'entre elles. Il convient de corréler l'ensemble des résultats obtenus pour établir des conclusions fiables sur l'état de corrosion des différentes zones d'investigations de la structure.

Les étapes nécessaires à la réalisation d'un diagnostic de corrosion d'une structure en béton armé sur le terrain sont les suivantes :

1. Documentation, Historique de l'ouvrage, Programme
2. Sélection des zones d'investigations
3. Inspection visuelle
4. Reconnaissance du ferraillage et mesure d'enrobage
5. Connexion à l'armature
6. Cartographies de résistivité électrique du béton
7. Cartographies de potentiel des armatures
8. Densité de courant de corrosion des armatures
9. Vérification de l'état de corrosion des armatures
10. Réalisation des prélèvements pour les analyses de laboratoire

L'étape 1 doit être réalisée avant d'aller sur le terrain, notamment afin de réflechir à l'étape 2.

1 _ Documentation/Historique/ Programme

L'étude documentaire est une phase fondamentale du diagnostic (ou du pré-diagnostic) : validation d'hypothèses émises, évaluation du risque de corrosion, identification des éléments ou parties d'ouvrage plus moins critiques vis-à-vis de la corrosion, sélection et implantation des zones d'investigations. Pour mieux comprendre les éléments du dossier documentaire, une visite de la structure est fortement recommandée.

On recherchera, en priorité, les informations suivantes :

a) La date de construction de l'ouvrage

b) L'environnement (classe d'exposition)

c) Les plans de construction (plan de ferraillages et enrobages)

d) La formulation du béton (nature du liant, des granulats, le rapport e/c, etc.) et ses caractéristiques (Re 28j,...)

e) La nature des armatures

f) L'usage de sels de déverglaçage et/ou d'accélérateur de prise

g) Les conditions de mise en œuvre (coulage sur place ou préfabrication ou mixte)

h) Les éventuelles difficultés rencontrées lors de la construction (changement de formulation de béton, changement de centrale à béton, difficulté de pose des cages de ferraillages etc.)

i) La destination de l'ouvrage, conditions d'exploitations et changements

j) Le dossier d'ouvrage exécuté (DOE)

k) Les rapports d'inspection (Inspection Détaillée Périodique, Image Qualité Ouvrage d'Art)

l) Le rapport de surveillance

m) Le rapport d'instrumentation

n) Les réparations éventuelles (date, type, matériaux et méthodes utilisées, etc.)

o) La présence d'une protection cathodique

En second lieu, l'analyse documentaire permet aussi de préparer l'intervention sur le terrain dans des conditions d'hygiène et de sécurité adaptées : organisation de l'équipe et des moyens logistiques (moyens d'accès notamment pour certaines situations : infrastructures maritimes, structures de grande hauteur, cheminées, tunnels, etc.).

2 _ Sélection des zones d'investigation

Le programme du diagnostic de corrosion sur site nécessite une visite préalable de la structure en béton armé.

Le programme d'investigation repose sur des paramètres décrits dans le §3.3.1. Il faut que les résultats soient représentatifs de l'état de conservation de la structure sur différentes zones et à plus grande échelle sur différents éléments structuraux.

» ***Note 4/1 :*** *Il est souhaitable de numéroter les éléments et/ou les zones d'investigation conformément aux plans des archives lorsqu'ils existent.*

» ***Note 4/2 :*** *L'ensemble des zones d'investigations (non-destructives et destructives) doivent être implantées sur des schémas/plans, à l'échelle, en précisant les modalités de référencement des différentes mesures (position du zéro, axes x et y, etc.) afin d'avoir la capacité de suivre et de reconduire des mesures dans le temps.*

» ***Note 4/3 :*** *Les personnels doivent être formés et expérimentés sur les méthodes non destructives, sur les méthodes destructives de prélèvement et sur les analyses en laboratoire (formation, habilitation, certification).*

» ***Note 4/4 :*** *Des zones visuellement d'apparence saine peuvent néanmoins être concernées par la corrosion.*

3 _ Inspection visuelle

3.1 _ Nettoyage éventuel

Préalablement à une inspection visuelle, le parement doit, dans certains cas, faire l'objet d'un nettoyage, afin de pouvoir réaliser les observations et les mesures. Les techniques de nettoyage/décapage sont à proposer et décrire suivant les cas et doivent être approuvées par le maître d'ouvrage.

Le parement doit être nettoyé, par exemple dans les cas suivants :

- Salissures atmosphériques (suies, etc.)
- Salissures marines (coquillages, algues, etc), (Photos 4/1a & 4/1b)
- Microorganismes (mousses, lichens, champignons, etc.)
- Produits liquides, effluents
- Déjections animales (fiente, etc.)

» ***Note 4/5 :*** *en cas de parement revêtu par des produits de protection (peinture, lasures, etc.) et/ou de revêtements isolants, il faudra les décaper avant de procéder aux mesures de diagnostic de corrosion.*

3.2 _ Déroulé de l'inspection visuelle

Lors de l'inspection visuelle (à réaliser dans les règles de l'art, avec les moyens d'accès et les matériels appropriés et en fonction de la structure à investiguer), il faut indiquer l'ensemble des défauts (par exemple, ITSOA Instructions Techniques pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art), des désordres et des protections, d'anciennes réparations ou renforcements.

L'inspection visuelle au temps "t" porte notamment sur les identifications suivantes :

- État du parement béton : nid de cailloux, colorations différentes, fissures, efflorescences, concrétions calcaires, venues d'eau
- Dégradation liée à la corrosion : tâches de rouille, fissures (longueur et ouverture), épaufrures, aciers apparents, délaminations
- Dans le cas d'armatures apparentes, le diamètre de l'armature et le faciès de corrosion
- Adhérence béton/acier ; béton/béton (ragréage) sonnage au marteau
- Revêtement et traitement (peinture, LHM, hydrofuge,...)
- Anciens carottages
- Réparations (ragréage)
- Erosion, usure, lixiviation, (maritime, ouvrage d'assainissement)
- Etc.

L'inspection doit également s'attacher à relever les défauts et les désordres autres que ceux dus à la corrosion et qui sont de nature à la favoriser en facilitant par exemple la pénétration des agents agressifs et en rendant donc la structure plus vulnérable à ce processus : nids de cailloux, reprises de bétonnage de mauvaise qualité, fissurations diverses (fissures d'efforts, fissures de réaction de gonflement interne par exemple). Les phénomènes d'abrasion ou d'attaques spécifiques sur le béton (réaction sulfatique externe, écaillage, attaques acides, etc.) peuvent conduire à une réduction de l'épaisseur d'enrobage et donc à une diminution de la protection des armatures. Des extraits de relevés réalisés lors d'inspections visuelles sont présentés sur la Figure 4/1 et les Photos 4/2a et 4/2b.

Si l'inspection visuelle met en relief une situation dangereuse il est nécessaire d'alerter immédiatement le maître d'ouvrage afin qu'il prenne au plus tôt les mesures de sécurisation nécessaires.



Photo 4/1 : Parement de béton en milieu maritime, avant (a) et après nettoyage (b) (Projet DéCoF-Ré)

3.3 _ La fiche de terrain de l'inspection visuelle

La fiche de terrain de l'inspection visuelle doit comporter les éléments suivants :

a) La structure à diagnostiquer

b) La date et l'heure de l'intervention

c) Le nom de l'opérateur

d) Les nettoyages utilisés

e) Les matériels utilisés

f) Les conditions climatiques (température, humidité relative, précipitations,...)

g) La présentation de la zone investiguée (nom, localisation, dimensions)
   - exposition, altimétrie, orientations, etc.
   - estimation des venues d'eau, humidités, etc.

h) Le plan détaillé avec les relevés

i) Les photos

j) L'analyse de l'inspection visuelle doit contribuer à estimer une statistique de dégradation
- Béton
  - m² de béton "sain"
  - m² de béton avec acier apparent
  - m² d'épaufrure
  - Présence de signes de corrosion, éclats de béton
  - Fissuration (linéaire, ouvertures de fissures, indice de fissuration, etc.)
- Armature (si apparente)
  - Estimation du diamètre résiduel de l'armature
  - Etat visuel de la corrosion des aciers

k) Revêtements et/ou anciennes réparations (m² décollement (sonnage au marteau), etc.)

l) Autres types de dégradations (présence d'anciens carottages ou prélèvements,...)

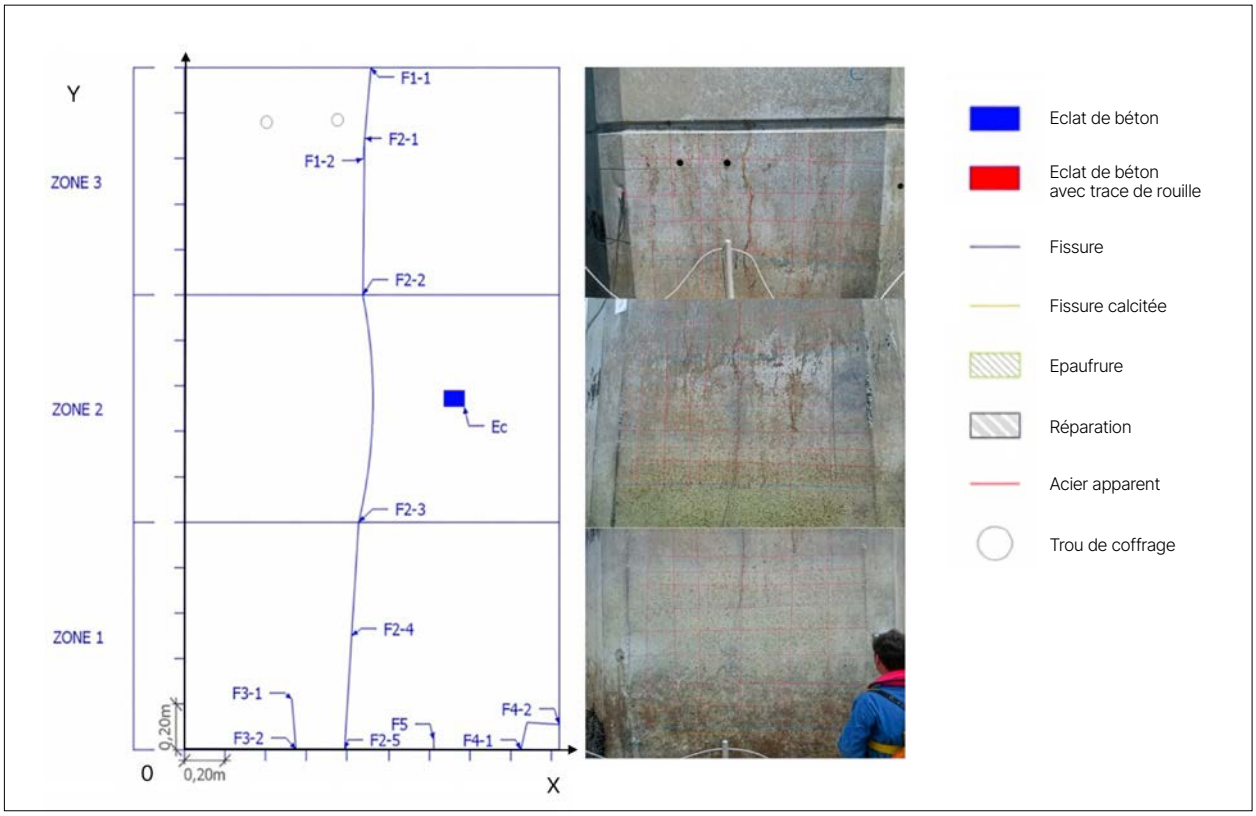


Figure 4/1 : Extrait de relevés et d'observations issus de l'inspection visuelle d'une pile de pont en milieu maritime (Projet DéCoF-Ré)



Photo 4/2 : Extrait de relevés et d'observations d'un réservoir d'eau présentant de la corrosion suite à une carbonatation du béton (a) et focus sur les aciers (b) (setec lerm)

4 _ Reconnaissance du ferraillage et mesure d'enrobage

La reconnaissance du ferraillage in situ "tel que construit" permet de vérifier la conformité ou les écarts avec les plans de ferraillage du dossier d'ouvrage (lorsqu'ils existent).

Cette connaissance du ferraillage permettra de réaliser la connexion aux armatures, de procéder aux mesures de résistivité du béton à l'intérieur des mailles, de déterminer les potentiels des armatures et les densités de courant de corrosion des armatures et de choisir l'implantation des prélèvements qui seront analysés dans le laboratoire.

La détection des armatures dans le béton de la zone d'investigation d'une structure doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- La localisation et l'agencement des armatures du 1er lit (lit = armatures consécutives dans une seule direction, nappe = armatures dans les deux directions (= treillis) (Figure 4/2))
- L'estimation du diamètre des armatures si mésurée au pied à coulisse lors d'un sondage destructif

L'enrobage de béton qui protège l'armature vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs est un paramètre indispensable pour le diagnostic de corrosion des armatures. Sa variabilité spatiale nécessite un nombre suffisant de mesures afin d'avoir une information représentative de la zone ou de la partie d'ouvrage concernée. Il est donc recommandé de représenter les mesures sous forme de cartographies ou de statistiques.

L'enrobage des armatures (Figure 4/3) qui représente la distance entre le parement béton et l'armature la plus proche (cadre, étrier, épingle, armature de peau). Par exemple, pour un poteau on relèvera les enrobages des aciers verticaux et des aciers horizontaux (cadres) ; pour un voile, on relèvera la position de la nappe (aciers dans les deux directions) et si nécessaire l'enrobage au droit des épingles, étriers, etc.

Note 4/6 : *Pour les enrobages, il est pertinent de se référer aux règles de l'art de la période de construction (BAEL80 révisé 1983 [23], Règles de calculs du fascicule 65 [24], Classes d'exposition de l'EN 206 [14], Structures en béton conçues avec l'Eurocode 2 [17, 25], Guide technique sur les dispositions relatives à l'enrobage pour l'application en France [26]).*

» ***Note 4/7 :*** *si la présence d'un 2ème lit d'armatures est observée pendant la reconnaissance du ferraillage, il convient de le noter. Dans certains cas (re-calcul) une demande spécifique de recherche de 2ème lit peut s'avérer nécessaire.*

Les deux méthodes les plus utilisées pour la reconnaissance du ferraillage dans le béton [27] sont la méthode électromagnétique (basse fréquence) et le radar (haute fréquence).

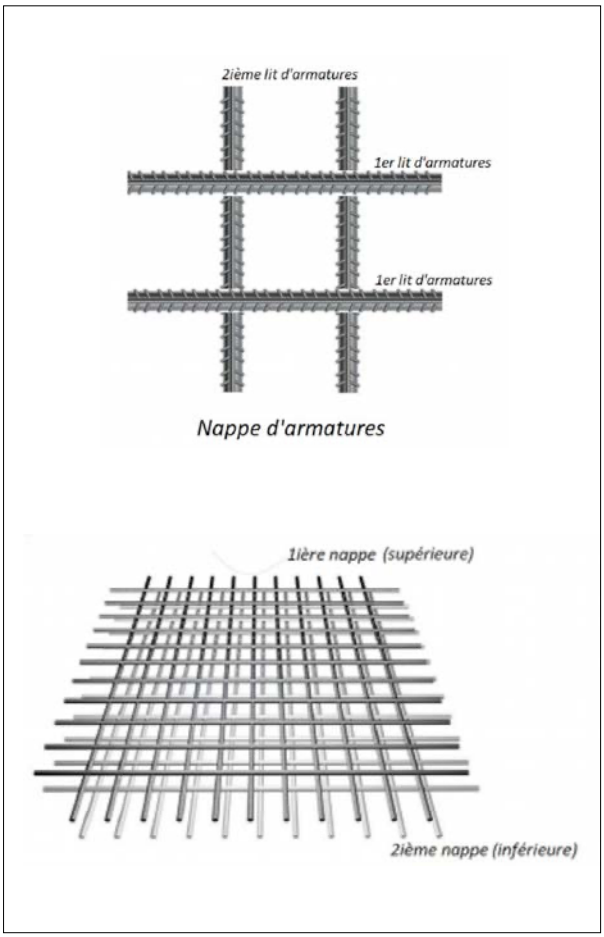


Figure 4/2 : Schémas des armatures (lits et nappes)

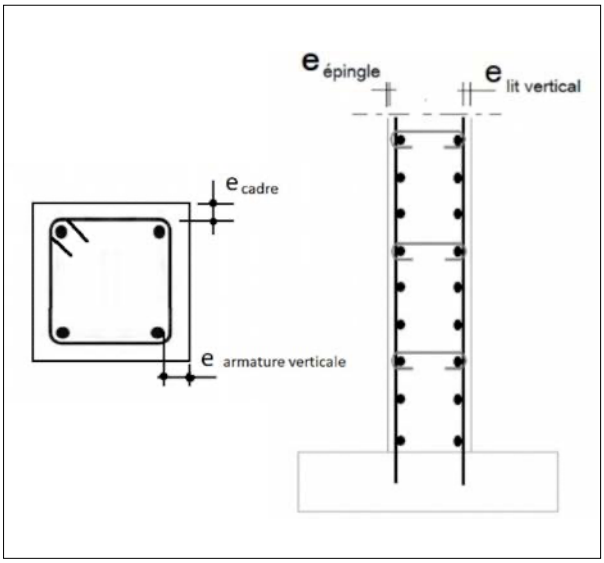


Figure 4/3 : Schéma de l'épaisseur d'enrobages pour un poteau et pour un voile

4.1 _ Méthode électromagnétique Pachomètre

Les appareils "pachomètres" sont basés sur la mesure des perturbations d'un champ électromagnétique alternatif primaire (source), engendrées par la présence d'un objet métallique ferromagnétique (les armatures en acier dans le béton), par l'émission d'un champ électromagnétique secondaire induit par les courants générés (Figure 4/4). La fréquence de travail de ces instruments peut varier de quelques dizaines à quelques centaines de Kilohertz. L'appareil (pachomètre) comporte une sonde en forme de "U" très ouvert, qui est déplacée sur le parement de l'ouvrage à examiner. L'induction est mesurée au moyen de deux bobines contenues dans la sonde, la variation étant maximale lorsque le plan de cette sonde passe par le plan de l'armature. Cette variation est d'autant plus importante que le diamètre de cette armature est conséquent, ou que la distance avec la sonde est faible. Il s'agit d'une méthode non destructive d'auscultation.

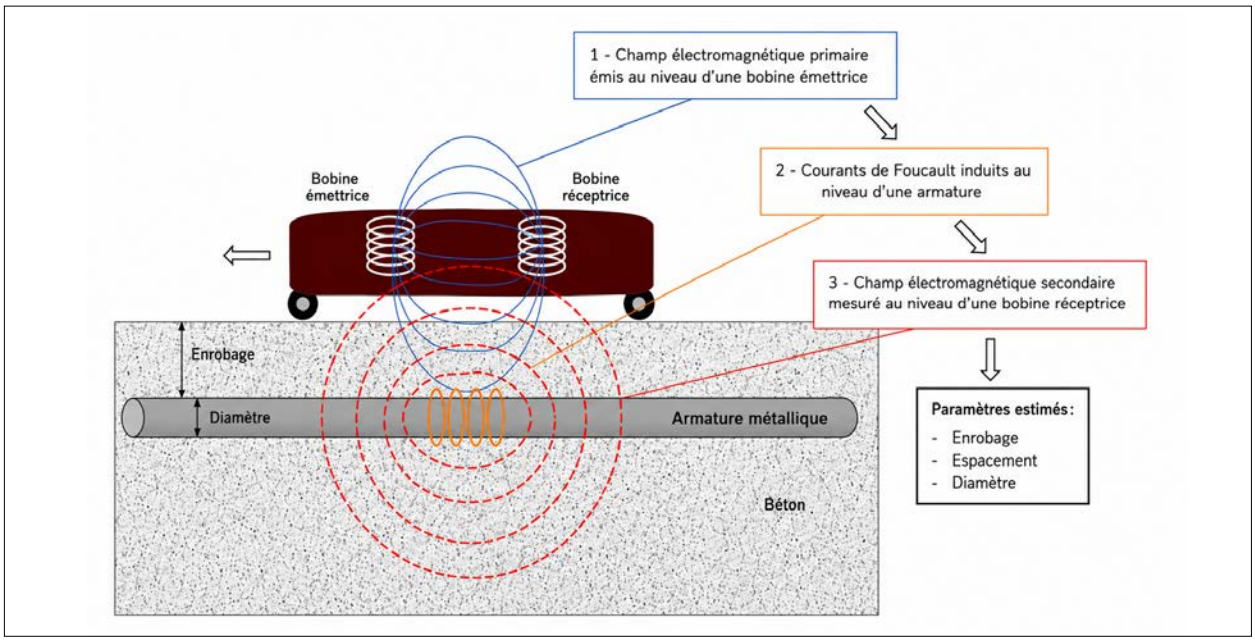


Figure 4/4 : Schéma de principe d'un pachomètre (setec lerm)



Photo 4/3 : Localisation des armatures à l'aide d'un pachomètre (Projet DéCoF-Ré)

Le pachomètre (Fiches E2-1 et B2-1 de [10] et [28]) permet de connaitre la localisation des armatures (Photo 4/3) avec une profondeur d'auscultation maximale estimée à environ 10 cm. La profondeur des armatures (enrobage) et leur diamètre peuvent être estimés moyennant une calibration préalable de l'appareil et une mesure directe après dégagement de l'armature.

Lors de la mise en œuvre des mesures, deux modes d'acquisition sont possibles, soit en linéaire (enrobage et position), soit en quadrillage avec traitement du signal (vue en plan) :

- Détection linéaire ou profil : la sonde est déplacée sur le parement, une première fois dans une direction et une seconde fois dans la direction perpendiculaire ce qui permettra de déterminer la position et la profondeur approximative des armatures et leur maillage. Les armatures peuvent alors être repérées sur le parement (craie grasse...) (Figure 4/5).
- Détection par quadrillage avec traitement du signal (image) : Cette méthode nécessite la réalisation d'un quadrillage précis de la zone à ausculter. La détection permet ensuite la visualisation du ferraillage en 2D. Le diamètre et la profondeur peuvent être estimés (Figure 4/6).

Certaines limites existent quant à l'utilisation du pachomètre ou à l'analyse des résultats des mesures :

- Les armatures perpendiculaires au parement ne sont pas détectables.
- Les armatures masquées par une densité de ferraillage importante sont difficiles à détecter.
- Les armatures superposées ou juxtaposées sont difficiles à dissocier.
- La présence d'éléments métalliques divers peut créer des artefacts.

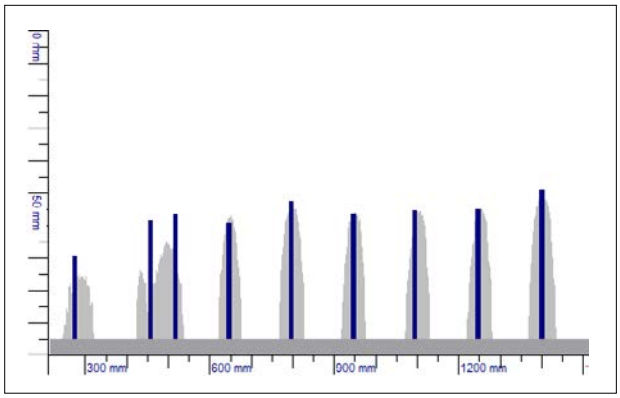
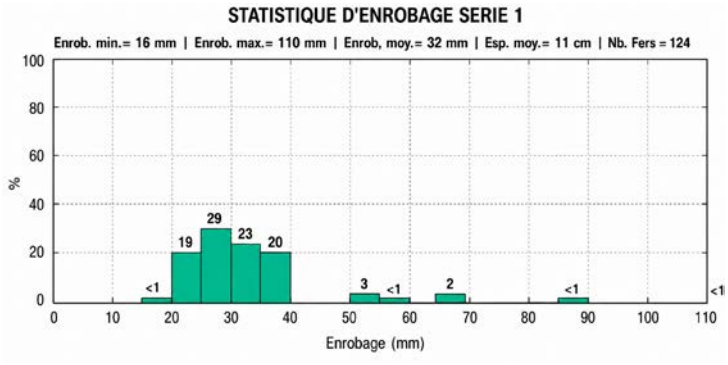


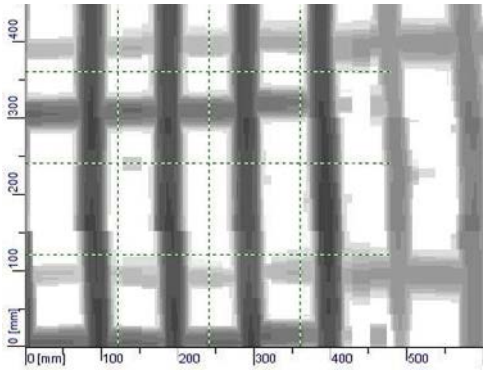
Figure 4/5 : Exemple de résultats d'une détection linéaire. Les signaux correspondent à la position des armatures (abscisse) à partir du point de référence (0). La hauteur du signal (ordonnées) indique l'enrobage (setec lerm).



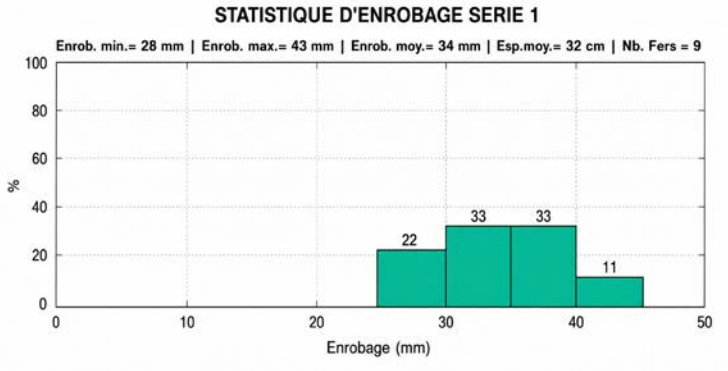
Implantation de la zone de mesures au pachomètre



Statistique d'enrobage des armatures transversales (verticales de la figure 2D)



Cartographie 2D du ferraillage



Statistique d'enrobage des armatures longitudinales (horizontales de la figure 2D)

Figure 4/6 : Exemple de résultats de la détection par quadrillage de deux lits d'armatures croisés à enrobage variables (variation du niveau de gris) (setec lerm)

4.2 _ Méthode de radar de structure

La méthode Radar est basée sur des ondes électromagnétiques « hautes fréquences » ou « hyperfréquences » qui permet d'ausculter des structures en béton armé et/ou de localiser les nappes d'armatures plus profondes que le premier lit.

» ***Note 4/8 :*** *Il existe des radars "à impulsions" et des radars "à saut de fréquence".*

Le radar est posé sur le parement béton (Photo 4/4). Le schéma de principe est présenté sur la Figure 4/7. Des ondes électromagnétiques, de quelques nanosecondes à des fréquences comprises entre 1 et 5 GHz sont envoyées dans le béton armé par le biais d'une antenne émettrice. Celles-ci se propagent dans le milieu et sont partiellement réfléchies à chaque interface entre 2 matériaux de caractéristiques diélectriques différentes rencontrés. Le signal capté par l'antenne réceptrice est fonction des différentes discontinuités présentes dans le matériau (armatures, vides,...). La détection « d'anomalies » dans un milieu, comme des aciers, est caractérisée par des hyperboles de diffraction.

Pour obtenir un bon compromis entre la résolution du signal et la profondeur de l'armature, il convient d'utiliser une antenne adéquate. Les antennes les plus couramment utilisées pour des diagnostics d'ouvrage en béton sont celles de 1.5-1.6 et 2.6 GHz qui couvrent une profondeur indicative allant jusqu'à environ 40 cm.

Le radar permet la localisation en plan des armatures et leur profondeur (enrobage) moyennant une calibration préalable de l'appareil mais ne permet pas d'estimer leur diamètre. Pour la calibration, il faut réaliser un sondage destructif pour dégager une armature afin de mesurer son enrobage et son diamètre.

Lors de la mise en œuvre des mesures, deux modes d'acquisition sont possibles, soit en linéaire (enrobage et position), soit en quadrillage avec traitement du signal (vue en plan).

- Détection par balayage linéaire : Le radar est déplacé sur le parement, perpendiculairement aux aciers. La détection permet la détermination de la position et de la profondeur approximative des armatures. Celles-ci peuvent ensuite être repérées sur le parement à la craie grasse. Ce type d'acquisition permet des relevés rapides et la réalisation de grands linéaires (Figure 4/8).
- Détection par réalisation d'une image 2D : Cette méthode nécessite la réalisation d'un quadrillage dense et précis de la zone à ausculter. La détection permet ensuite la visualisation du ferraillage en 2D (Figure 4/9).

» ***Note 4/9 :*** *Dans certains cas particuliers, pour faciliter par exemple la compréhension du plan de ferraillage, certains logiciels de traitement permettent d'effectuer des reconnaissances 3D du ferraillage (Figure 4/10). Cette application nécessite d'avoir réalisé un nombre important et suffisant de profils de mesures.*



Photo 4/4 : Localisation des armatures à l'aide d'un radar (Projet DéCoF-Ré)

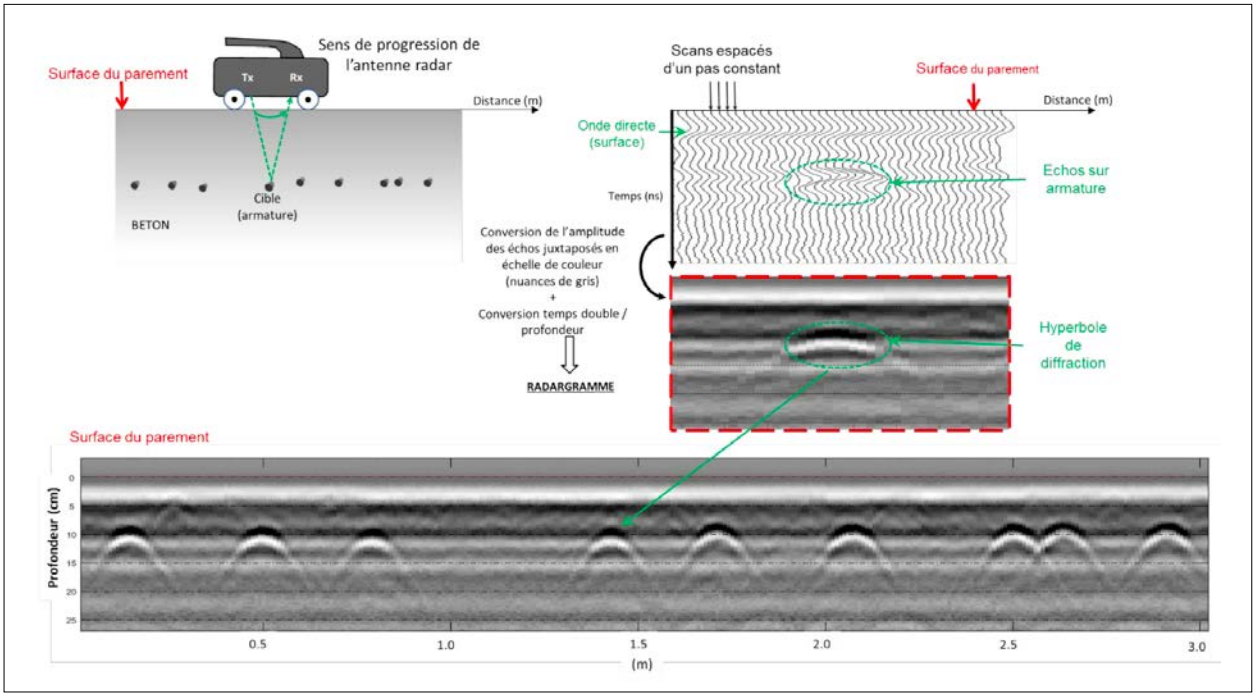


Figure 4/7 : Schéma de principe d'une auscultation radar (setec lerm)

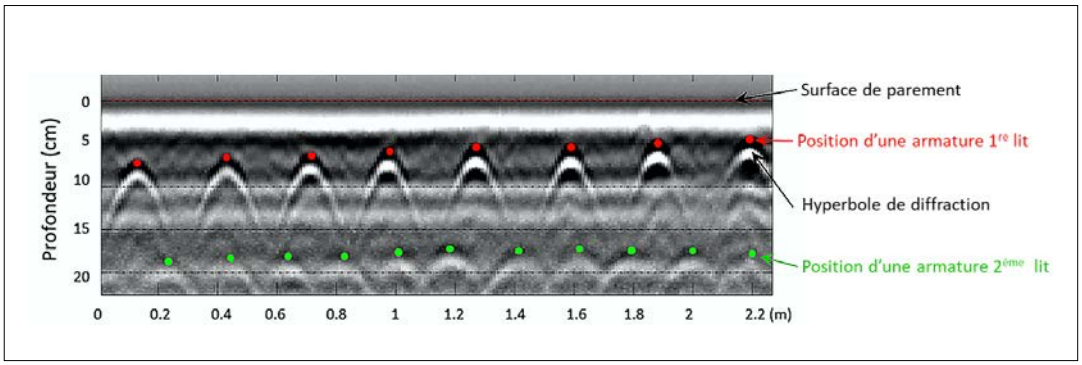
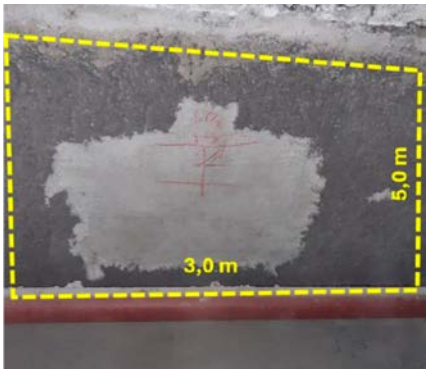


Figure 4/8 : Exemple de radargramme acquis en mode de détection balayage linéaire permettant de distinguer des armatures appartenant à deux lits d'armatures différents (setec lerm)



Illustrations de la zone d'étude - Surface



Illustrations de la zone d'étude - Sous-face

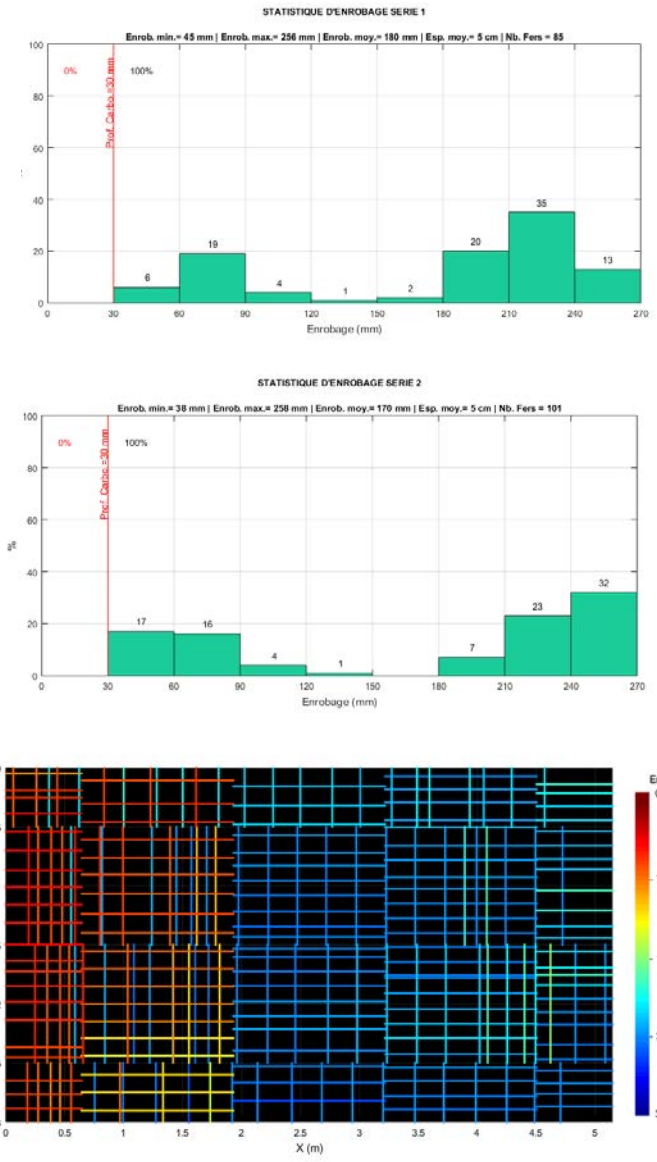


Figure 4/9 : Exemple radar de distribution 2D des armatures (setec lerm)

Les limites des mesures par la méthode radar sont les suivantes :

- La surface de parement à étudier doit être lisse et plane.
- Les armatures perpendiculaires au parement ne sont pas détectables.
- Les armatures superposées ou juxtaposées sont difficiles à dissocier.
- Une densité de ferraillage importante peut masquer certaines armatures.
- La présence d'élément métallique divers (fibres métalliques, mâchefers, granulats magnétite, etc.) peut créer des artefacts et fausser, voire rendre impossible l'interprétation.
- En cas de présence de revêtement particulier (contenant par exemple du zinc ou des fibres métalliques ou du carbone), une atténuation ou un arrêt de la propagation des ondes électromagnétiques peut survenir.
- L'humidité du béton influence la propagation des ondes électromagnétiques.
- La profondeur d'auscultation maximale généralement investiguée est voisine de 40 cm.

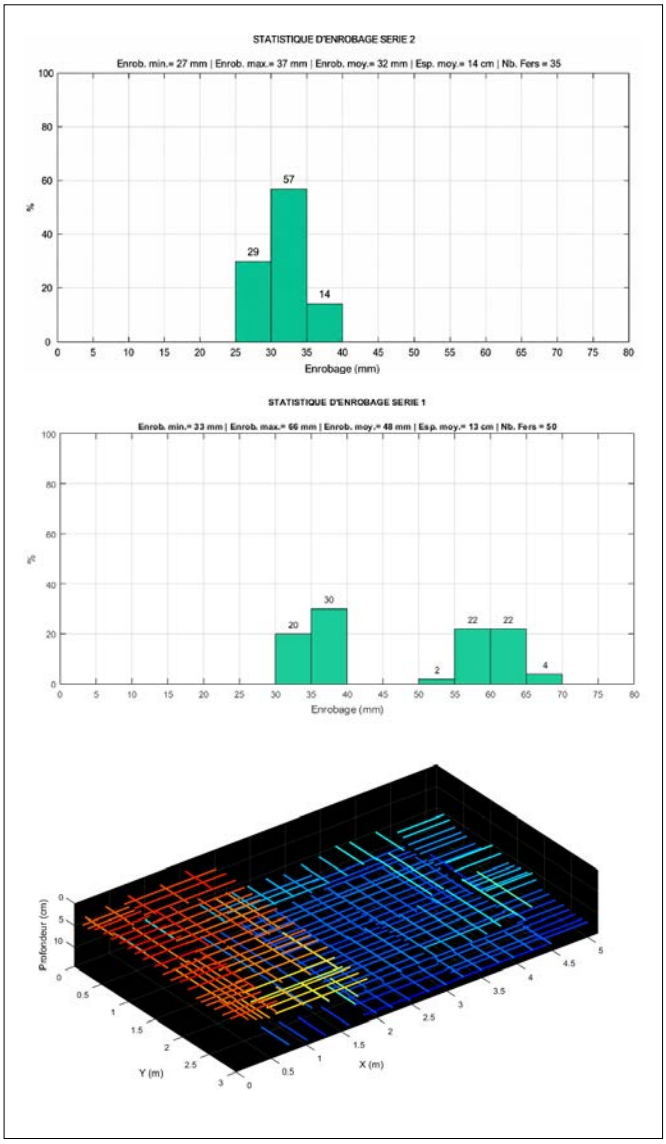


Figure 4/10 : Exemple radar de distribution 3D des armatures (setec lerm)

4.3 _ La fiche de terrain de la reconnaissance du ferraillage

La fiche de terrain doit comporter les plans et/ou les cartographies des armatures avec les éléments suivants :

a) La structure à diagnostiquer

b) La présentation de la zone investiguée (nom, localisation, dimensions)

c) La date et l'heure de l'intervention

d) Le nom de l'opérateur

e) Les matériels utilisés

f) Le nombre et type d'armatures détectées (nombre de lits d'armatures par nappe (1er et 2ème lit), nombre de nappes (selon la profondeur)) dans les deux directions de balayage (verticales et horizontales (Figure 4/11) ou longitudinales et transversales ou obliques), et autres armatures (épingles, cadres, étriers,...) si besoin

g) Le maillage des armatures

h) Le diamètre d'armature (ou autre dimension si étrier plat par ex.)

i) Les références aux règles de l'art lors de la période de construction

j) La comparaison des résultats obtenus sur site et ceux des plans de ferraillage du dossier d'ouvrage (Figure 4/11a et b) (cf. enrobage réglementaire Cmin à la période de construction)

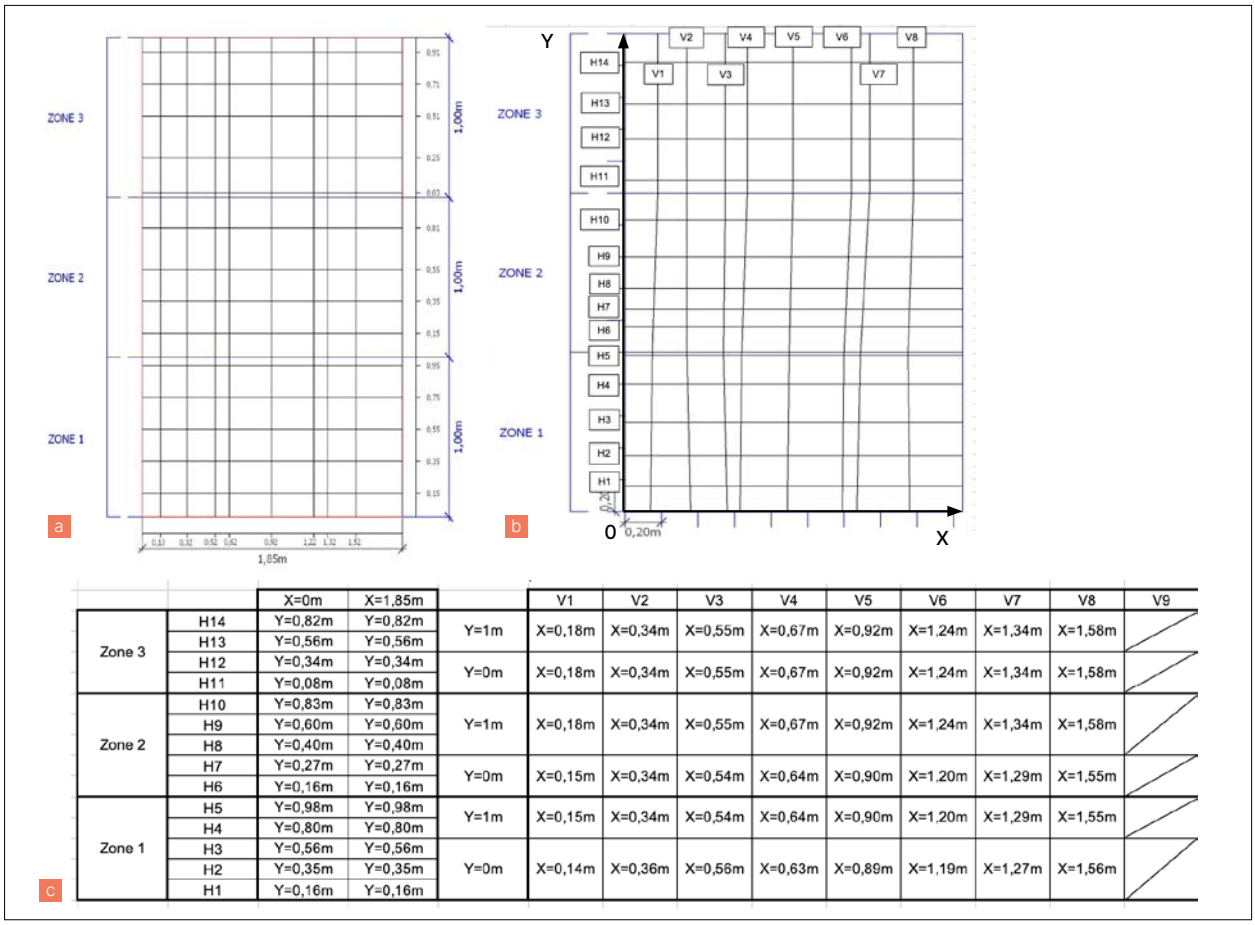
k) L'analyse des enrobages par type d'armature :

- Enrobage minimal, enrobage maximal, enrobage moyen, écart type
- Histogramme du nombre ou pourcentage d'armature dans un intervalle de profondeur (en général 5 mm ou 10 mm) lorsque les données sont en nombre suffisant (Figure 4/12 et Figure 4/13)
- Distribution statistique cumulée lorsque les données sont en nombre suffisant (Figure 4/14a)

l) La représentation statistique des enrobages selon les différentes zones d'investigation (Figure 4/15)

Lors de l'analyse de l'ensemble des résultats du diagnostic de corrosion, les informations relatives aux enrobages pourront être croisées avec les informations relatives aux caractéristiques du béton et notamment aux témoins de durée de vie (front de carbonatation et profils en ions chlorure). Ceci permettra de déterminer les pourcentages d'armatures potentiellement corrodées dans chaque zone d'investigation (Figure 4/14b).

» ***Note 4/10 :*** *Lorsque des parties d'ouvrage contiennent des épingles, une demande de diagnostic particulière peut être formulée quant à leur localisation et leur enrobage.*



		X=0m	X=1,85m		V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Zone 3	H14	Y=0,82m	Y=0,82m	Y=1m	X=0,18m	X=0,34m	X=0,55m	X=0,67m	X=0,92m	X=1,24m	X=1,34m	X=1,58m	
	H13	Y=0,56m	Y=0,56m										
	H12	Y=0,34m	Y=0,34m	Y=0m	X=0,18m	X=0,34m	X=0,55m	X=0,67m	X=0,92m	X=1,24m	X=1,34m	X=1,58m	
	H11	Y=0,08m	Y=0,08m										
Zone 2	H10	Y=0,83m	Y=0,83m	Y=1m	X=0,18m	X=0,34m	X=0,55m	X=0,67m	X=0,92m	X=1,24m	X=1,34m	X=1,58m	
	H9	Y=0,60m	Y=0,60m										
	H8	Y=0,40m	Y=0,40m										
	H7	Y=0,27m	Y=0,27m	Y=0m	X=0,15m	X=0,34m	X=0,54m	X=0,64m	X=0,90m	X=1,20m	X=1,29m	X=1,55m	
	H6	Y=0,16m	Y=0,16m										
Zone 1	H5	Y=0,98m	Y=0,98m	Y=1m	X=0,15m	X=0,34m	X=0,54m	X=0,64m	X=0,90m	X=1,20m	X=1,29m	X=1,55m	
	H4	Y=0,80m	Y=0,80m										
	H3	Y=0,56m	Y=0,56m	Y=0m	X=0,14m	X=0,36m	X=0,56m	X=0,63m	X=0,89m	X=1,19m	X=1,27m	X=1,56m	
	H2	Y=0,35m	Y=0,35m										
	H1	Y=0,16m	Y=0,16m										

c

Figure 4/11 : Plan de ferraillage issu du dossier d'ouvrage (a), tel que mesuré in situ (b) et tableau des valeurs de localisation des armatures horizontales (H) et verticales (V) (c) (Projet DéCoF-Ré)

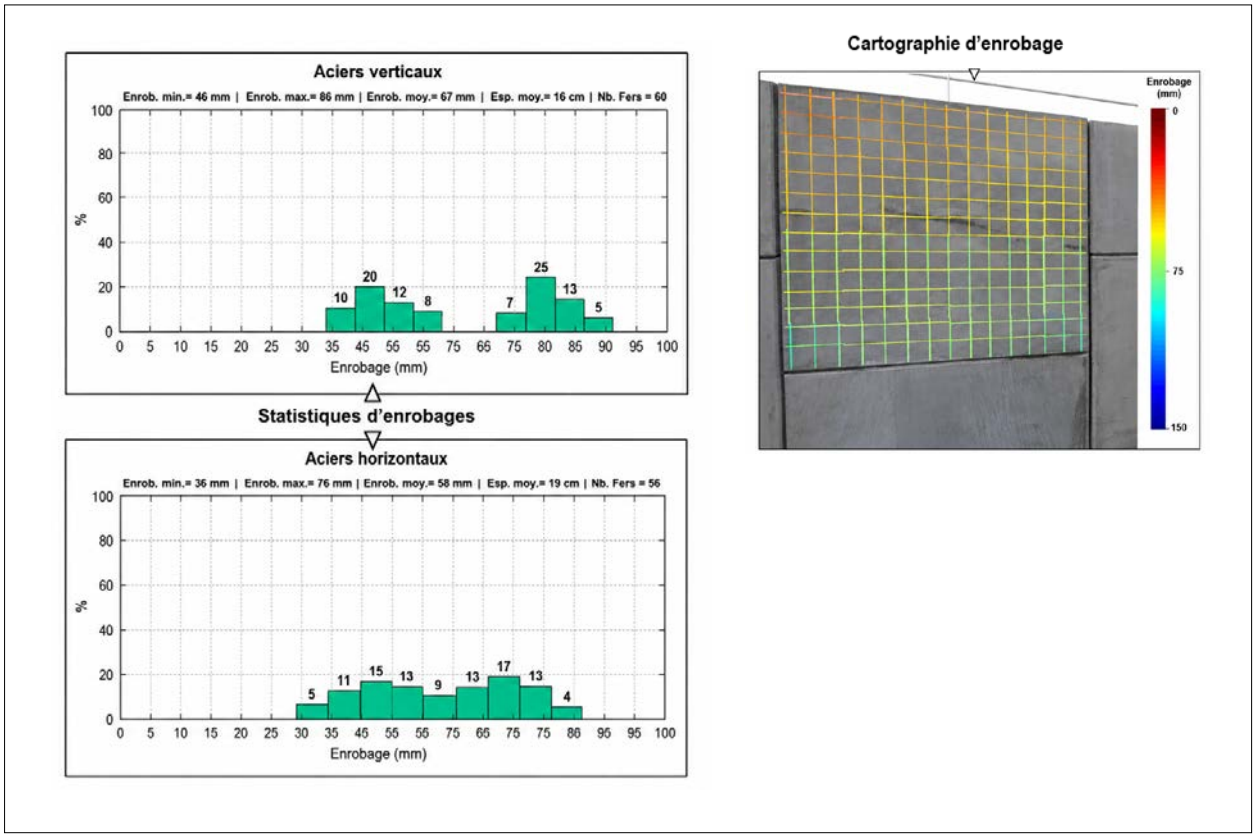


Figure 4/12 : Exemple de cartographie des armatures et statistiques des valeurs d'enrobages (aciers verticaux et horizontaux) (setec lerm)

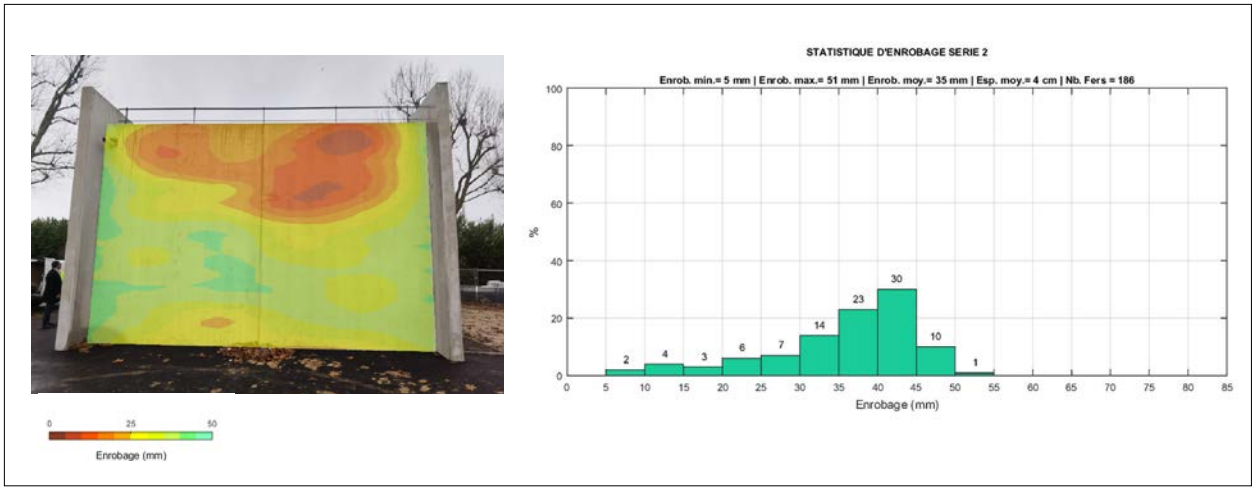


Figure 4/13 : Exemple de cartographie d'enrobages en iso-valeurs et statistiques des valeurs d'enrobages (setec lerm)

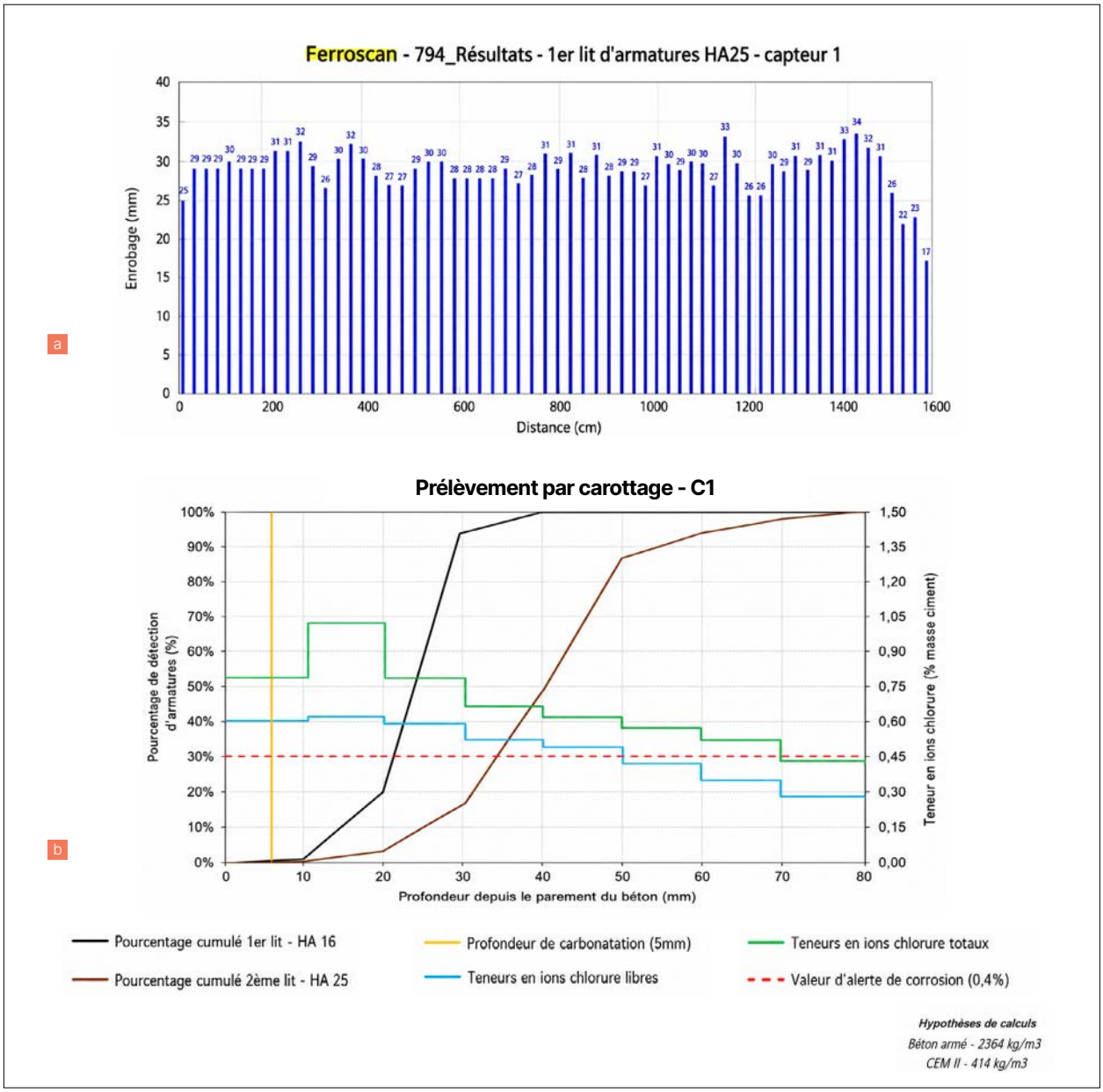


Figure 4/14 : Distribution (a) statistique cumulée et (b) analyse des résultats complémentaires (Sixense Engineering)

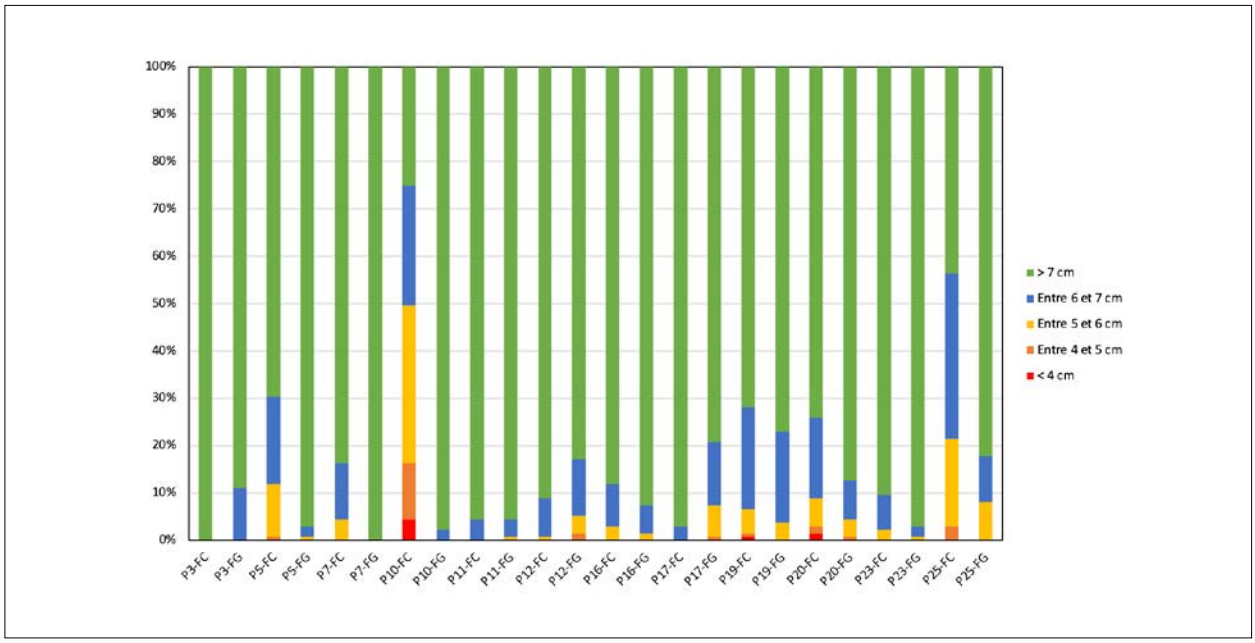


Figure 4/15 : Représentation statistique des enrobages selon les différentes piles du pont (Projet DéCoF-Ré)

5 _ Connexion aux aciers

Une fois réalisée la reconnaissance du ferraillage, les étapes des mesures de résistivité électrique du béton, du potentiel d'armatures, et de vitesse de corrosion d'armatures sur la zone d'investigation peuvent démarrer.

Pour mesurer la résistivité (méthode du disque), le potentiel et la densité de courant de corrosion, le matériel doit être connecté aux armatures, ce qui implique de dégager suffisamment l'acier (métal mis à nu) pour pouvoir placer la pince de connexion et assurer un contact électrique de qualité. Pour vérifier la continuité électrique des armatures entre les deux lits de la même nappe ou entre deux éléments structurels contigus (poteau-poutre), il faut mesurer la résistance électrique avec un multimètre haute impédance (≥10MΩ) entre 2 armatures qui doivent être dégagées et suffisamment éloignées l'une de l'autre (Figure 4/16). La valeur de résistance lorsqu'il y a continuité électrique doit être inférieure à 1 ohm.

Chaque connexion doit être indiquée sur le plan de la zone d'investigation. Une mesure d'enrobage et une mesure du diamètre de l'armature au pied à coulisse sont à réaliser sur chaque connexion lors de son dégagement. L'état visuel ou faciès de corrosion des armatures est également à relever avec une prise de photographie nette.

Après la campagne de mesures, les points de connexion doivent être rebouchés avec un mortier adéquat ou conforme à la norme NF EN1504-3 [29].

» ***Note 4/11 :*** *En cas d'observation de produits passivant sur l'acier, le notifier.*

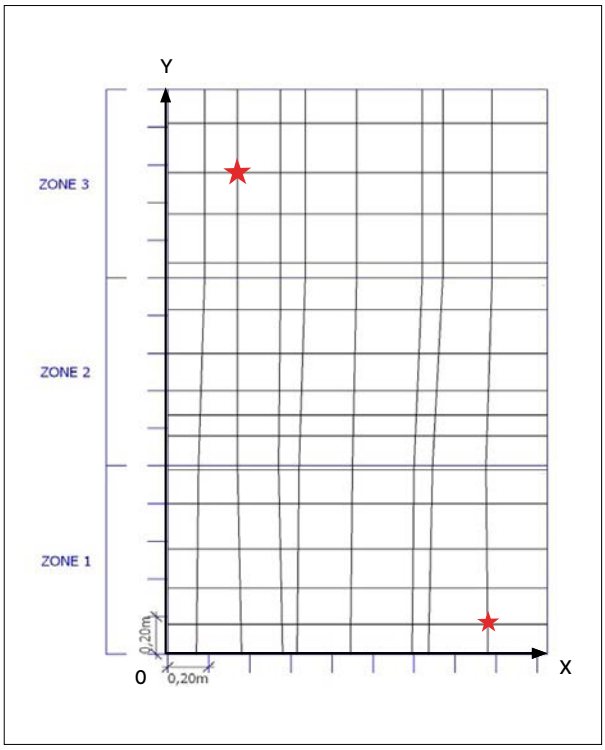


Figure 4/16 : Vérification de la continuité électrique du ferraillage de la zone d'investigation avec les deux points de connexions représentés par des étoiles rouge (Projet DéCoF-Ré)

6 _ Cartographie de la résistivité électrique du béton

La résistivité électrique d'un béton est sa capacité à s'opposer à la conduction du courant ionique. Plus la résistivité est faible plus le risque de corrosion est important (Tableau 4/1). La résistivité s'exprime en ohm.mètre (Ω.m) dans les unités du système international (ou en kohm.cm selon les appareils de mesure utilisés).

La résistivité dépend des éléments suivants :

- L'hétérogénéité du béton (formulations différentes, coulage (changement de centrale par ex.))
- La nature du liant
- La teneur en eau
- La teneur en espèces ioniques dans le béton
- La carbonatation du béton
- Les zones réparées ou non

» ***Note 4/12 :*** *La résistivité ne donne aucune information quantitative sur l'étendue de la zone corrodée, la vitesse de corrosion ou encore le diamètre des armatures.*

La cartographie de résistivité permet de localiser des zones avec différents risques de corrosion selon la recommandation RILEM TC154 [30].

6.1 _ Mesure de la résistivité électrique du béton

Deux méthodes non destructives sont couramment utilisées pour mesurer la résistivité électrique du béton (Fiche B2-6 [10]) : la méthode de Wenner et la méthode du disque.

6.1.1 _ La méthode de Wenner

La méthode la plus utilisée pour mesurer la résistivité électrique du béton d'enrobage est la méthode de Wenner. Cette méthode ne nécessite pas de connexion entre le matériel de mesure et l'armature(1). La Figure 4/17 illustre le schéma de principe des mesures de la résistance du béton à l'aide de quatre électrodes espacées de la même distance "a" souvent égale à 5 cm. La longueur de la sonde Wenner est voisine de 20 cm. Un courant alternatif "I" est injecté entre les deux électrodes extérieures tandis que la différence de potentiel "V" est mesurée entre les deux électrodes intérieures.

Le matériel doit être vérifié avec l'étalon fourni avant de réaliser les campagnes de mesures. Les quatre électrodes de la sonde Wenner sont posées sur le parement béton et à l'intérieur des mailles d'armatures (Photo 4/5). Il convient de réaliser au minimum 4 mesures à l'intérieur de la même maille en déplaçant la sonde Wenner (Figure 4/18) pour prendre en compte les hétérogénéités du matériau et calculer des moyennes et des écarts-types. La profondeur de béton investiguée est égale à la distance entre 2 électrodes (a = 5 cm).

La résistance électrique R est égale au rapport de la tension V (en V) sur le courant I (en A) selon la loi d'Ohm (Figure 4/17). La résistivité "ρ" est calculée selon l'Équation 4/1.

Équation 4/1

$$\rho = 2.\pi.a.R$$

Avec
ρ : résistivité en kΩ.cm
a : espacement entre deux électrodes en cm
R : résistance en ohm

La résistivité électrique obtenue à partir de la mesure de type Wenner est influencée par :

- Les contraintes géométriques du matériau (effet de bords, effet de fond,...)
- Le contact entre la surface du béton et les quatre électrodes
- Le positionnement de la sonde vis-à-vis des armatures
- Les conditions d'humidité du béton (le mouillage du parement peut s'avérer nécessaire)
- La présence de revêtements

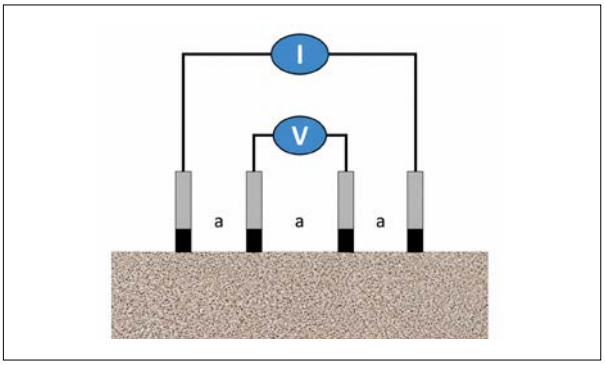


Figure 4/17 : Schéma de principe de la méthode de mesure de la résistivité du béton (a est la distance entre les électrodes) selon la méthode de Wenner d'après la RILEM [30]



Photo 4/5 : Mesure de la résistivité électrique du béton avec la méthode Wenner (Projet DéCoF-Ré)

(1) L'appareil ne doit pas être posé sur les armatures qui pourraient créer des appels de courants qui perturberaient la mesure. En cas de densité d'armatures trop importante qui rend inévitable la mesure sur armature il convient de placer l'appareil à cheval sur celle-ci ou d'utiliser la méthode du disque.

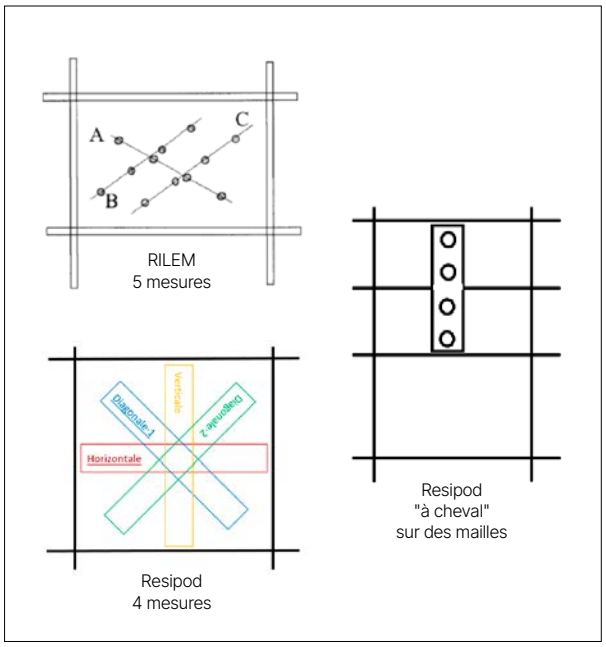


Figure 4/18 : Schémas de positionnement du matériel de mesure

6.1.2 _ La méthode du disque

La méthode dite du "disque" nécessite une connexion à la première nappe de ferraillage. Cette connexion doit être indiquée sur le plan. La résistance (R = chute ohmique) est mesurée entre un disque de petite dimension (de diamètre a) positionné à la surface du béton et la nappe d'armatures servant de contre-électrode de grande dimension. Etant donné le faible diamètre du disque (2 cm), cette méthode est bien adaptée lorsque le réseau d'armature est dense. Le principe de mesure est présenté sur la Figure 4/19.

Après avoir assuré une connexion aux armatures et après avoir humidifié le béton pour améliorer le contact électrique, les mesures de résistivité avec la méthode du disque peuvent être réalisées avec un Gecor10® (équipé d'un capteur composé d'un disque d'acier inoxydable de 2 cm de diamètre, avec en son centre une électrode de référence au Cuivre/Sulfate de Cuivre, qui permet de mesurer la résistance, à partir d'une impulsion galvanique) ou matériel équivalent. Le mouillage du parement peut s'avérer nécessaire La profondeur d'investigation est voisine de 2 cm. La Photo 4/6 est une illustration de la réalisation de la mesure.

La résistivité du béton peut alors être calculée en utilisant l'Équation 4/2.

Équation 4/2

$$\rho = 2.a.R$$

Avec
ρ : résistivité en kΩ.cm
a : le diamètre du disque en cm
R : la chute ohmique en kΩ.



Photo 4/6 : Mesure de la résistivité électrique du béton avec la méthode du disque (E. Marie-Victoire, LRMH)

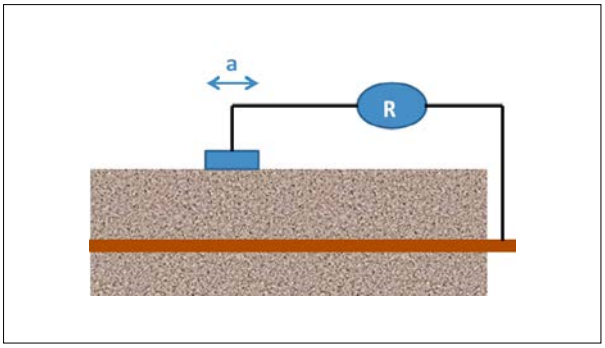


Figure 4/19 : Schéma de principe de la mesure de résistivité avec la méthode du disque d'après la RILEM [30]

6.2 _ Analyse des mesures de résistivité électrique du béton

La recommandation du TC 154-EMC de la RILEM [30] définit des niveaux de risque de corrosion associés à des domaines de résistivité (Tableau 4/1). Cette recommandation précise également des intervalles typiques de résistivité en fonction notamment de la teneur en eau, de l'exposition ou de la carbonatation du béton (Tableau 4/2).

Tableau 4/1 : Risques de corrosion de l'armature associés aux valeurs de résistivités du béton, pour une température de 20°C et pour un béton à base de ciment Portland, d'après la RILEM [30]

Résistivité du béton (Ω.m)	Risque de corrosion
<100	Elevé
100-500	Modéré
500-1 000	Faible
>1 000	Négligeable

Tableau 4/2 : Valeurs de résistivité de référence à 20°C, pour des bétons de plus de 10 ans, en fonction des environnements d'après la RILEM [30]

Environnement	Résistivité du béton (Ω.m)	
	Béton à base de ciment Portland (CEM I)	Béton à base de laitiers (>65 % ou CEM III/B), cendres volantes (>25 %) ou fumées de silice (>5 %)
Très humide, immergé, zone de marnage	50 - 200	300 – 1 000
Extérieur, exposé	100 - 400	500 – 2 000
Extérieur, abrité, peint, hydrofugé, non carbonaté [20°C, 80 % HR]	200 - 500	1 000 – 4 000
Extérieur, carbonaté	1 000 et plus	2 000 – 6 000 et plus
Intérieur carbonaté [20°C, 50 % HR]	3 000 et plus	4 000 – 10 000 et plus

Les résultats des mesures peuvent être représentés sous forme de cartographies de résistivité (Figure 4/20).

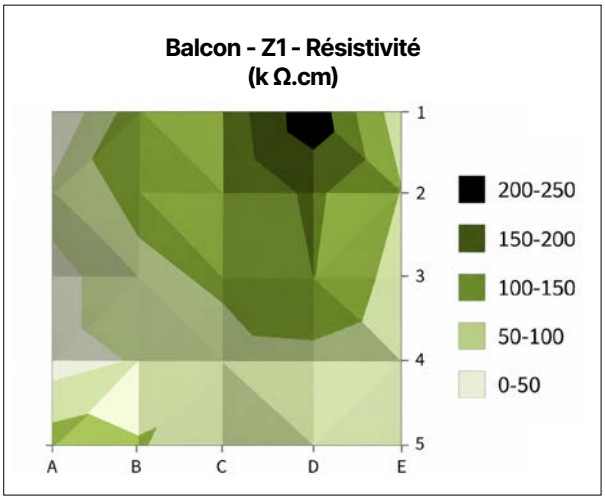


Figure 4/20 : Exemple de cartographie de résistivités (LRMH)

6.3 _ La fiche de terrain des mesures de résistivité électrique du béton

La fiche de terrain des cartographies de résistivité électrique du béton doit comporter les éléments suivants :

a) La structure à diagnostiquer

b) La présentation de la zone investiguée (nom, localisation, dimensions)

c) La date et l'heure de l'intervention

d) Le nom de l'opérateur

e) La méthode choisie (Wenner ou disque)

f) Le matériel utilisé (appareil), le mode opératoire appliqué et la vérification du matériel

g) Les conditions climatiques (température et humidité relative en fonction du temps) et de marée (dans le cas d'une structure maritime) lors de la prise des mesures et si possible les jours précédents (précipitations)

h) Un tableau des valeurs de résistivités mesurées avec les moyenne et écart-type en indiquant l'emplacement de la maille sur le plan de la zone investiguée

i) La cartographie avec les valeurs des mesures de résistivités sur un plan avec un intervalle de mesure de 50 ohm.m (Pour une même structures, les valeurs max et min de l'échelle globale ainsi que l'échelle des couleurs associée doivent être adaptées à l'ensemble des éléments investigués à des fins de comparaison)

j) L'analyse des cartographies de résistivités en fonction des venues d'eau ou des teneurs en ions chlorure, etc.

k) L'analyse des cartographies de résistivités selon le Tableau 4/1 et le Tableau 4/2 pour localiser les endroits à faibles résistivités dans lesquelles les armatures sont plus sujettes à la corrosion (et inversement les endroits à fortes résistivités dans lesquels le risque de corrosion des armatures est faible)

l) L'analyse des cartographies de résistivité électrique pour révéler les endroits réparés (si pertinent)

7 _ Cartographie du potentiel libre des armatures

Le potentiel électrochimique des armatures permet de décrire, de manière qualitative, la probabilité de corrosion des armatures dans le béton dans son environnement à l'instant de la mesure. Il s'exprime en volts ou en millivolts par rapport à une électrode de référence (dont il faut préciser le couple métal/métal et contre-ion et électrolyte).

» ***Note 4/13 :*** *pour le vocabulaire, dans ce guide, le potentiel électrochimique est équivalent au potentiel de corrosion libre qui est le potentiel d'électrode dans un système donné sans apport de courant (norme EN ISO 8044 [31]) et qui est équivalent au potentiel naturel (norme NF EN ISO 12696 [32]).*

» ***Note 4/14 :*** *Aucune information quantitative de type vitesse de corrosion ou perte de diamètre des armatures ne peut être fournie à partir d'une cartographie de potentiels seule.*

» ***Note 4/15 :*** *La contamination du béton qui va induire la corrosion (carbonatation ou ions chlorure) ne peut pas être déduite à partir d'une cartographie de potentiels seule.*

7.1 _ Présentation des mesures de potentiel

Le principe de la mesure de potentiel ([33] et Fiche B2-4 [10]) est présenté sur la Figure 4/21. La mesure nécessite une connexion au réseau d'armatures, sur métal "mis à nu". Préalablement à la mesure, le béton est mouillé (sans constituer un film d'eau sur la surface) afin d'améliorer la conductivité électrique et stabiliser le potentiel mesuré.

Le potentiel entre l'armature en acier et une électrode de référence posée à la surface du béton, au droit de l'armature, est mesurée à l'aide d'un millivoltmètre à haute impédance (>10 MΩ). L'électrode de référence doit être vérifiée avant son utilisation [34]. L'électrode de référence utilisée est généralement à base de cuivre/sulfate de cuivre saturé ($Cu/CuSO_4$, $CuSO_4$ saturé) (Photo 4/7) ou d'argent/chlorure d'argent (Ag/AgCl, KCl saturé) (Tableau 4/3). Une électrode à roue (Photo 4/8) permet d'augmenter fortement la cadence de mesure.

Pour réaliser la cartographie de potentiels de la zone investiguée [33], il faut déplacer l'électrode de référence sur le parement béton humidifié, selon un maillage adapté au ferraillage dans les deux directions (X et Y) (Figure 4/22).

Il est également nécessaire de mesurer la température et l'humidité relative de l'environnement pendant les mesures de potentiels.

» ***Note 4/16 :*** *L'électrode devra au mieux être positionnée au droit des armatures ou bien selon un maillage (X,Y) choisi. La quantité de points de mesures sera adaptée au ferraillage et à la zone d'investigation concernée.*

» ***Note 4/17 :*** *La mesure de potentiel n'est pas possible en présence d'un revêtement/traitement de surface isolant sur le parement béton*

Tableau 4/3 : Potentiel des principales électrodes de référence utilisées sur le terrain par rapport à une électrode normale à hydrogène à 25°C

Electrode de référence	Potentiel par rapport à une électrode normale à hydrogène (V, ENH), 25°C
Cuivre/Sulfate de Cuivre saturé ($Cu/CuSO_4$ saturé)	+0,316
Argent/Chlorure d'argent (Ag/AgCl/KCl saturé)	+0,199



Photo 4/7 : Mesure de potentiel réalisées avec une électrode à barre $Cu/CuSO_4$ sat (Projet DéCoF-Ré)



Photo 4/8 : Mesure de potentiel réalisées avec une électrode à roue $Cu/CuSO_4$ sat (Projet DéCoF-Ré)

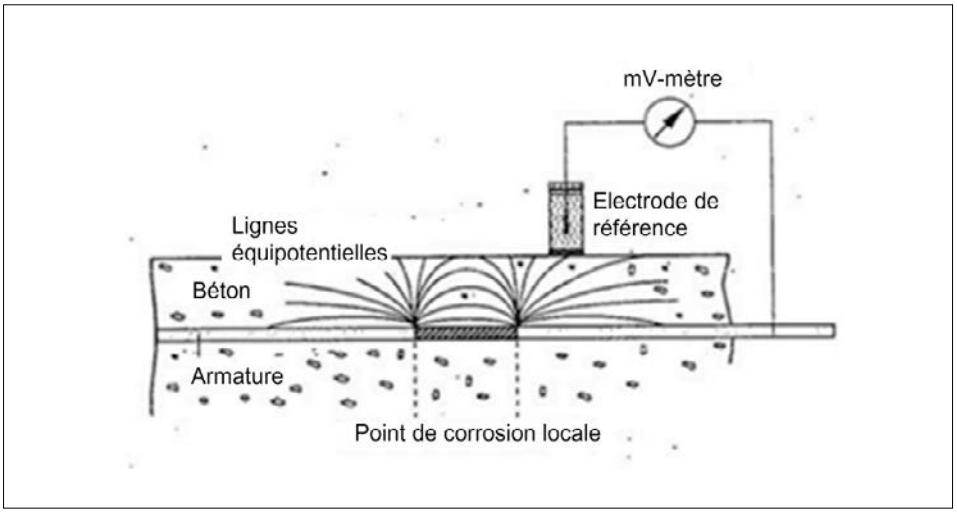


Figure 4/21 : Schéma de principe des mesures de potentiel d'après la RILEM [33]

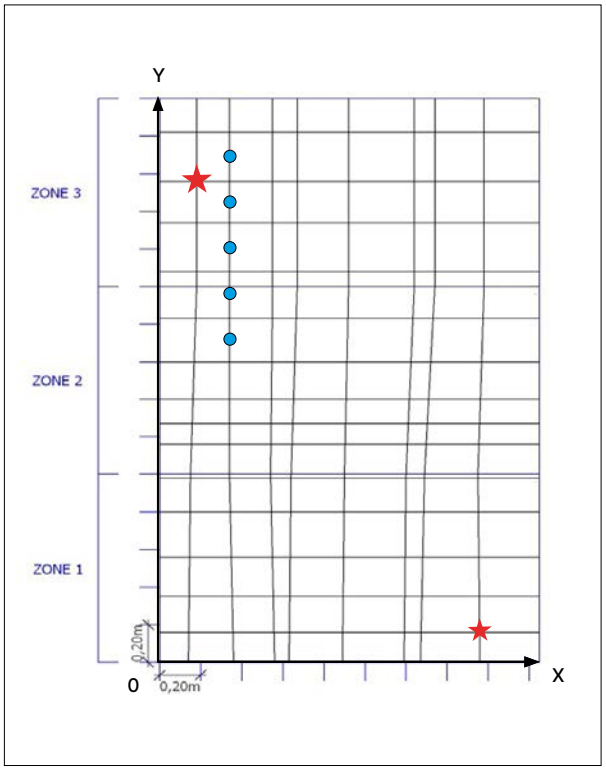


Figure 4/22 : Mesures de potentiel sur les armatures verticales (ronds bleus positionnés tous les 5 cm par exemple) selon le maillage choisi dans la zone d'investigation (ici 1 m 85 en X et 3 m en Y) (Projet DéCoF-Ré)

7.2 _ Les mesures de potentiels et les documents d'analyses

Les valeurs de potentiels des armatures mesurées par rapport à une électrode de référence Cu/$CuSO_4$ sat sont généralement comprises entre +200 mV et -1000 mV [33]. Elles dépendent des paramètres suivants :

- Le béton
  - La teneur en espèces ioniques (ions chlorure par ex.),
  - La carbonatation
  - La température et la teneur en eau
  - La porosité
  - La nature du liant
  - Le rapport eau/liant
  - L'enrobage
  - Les fissurations
  - La teneur en oxygène dissous
- Les conditions climatiques
  - La température
  - L'humidité relative
  - Les précipitations
  - Le vent

Les valeurs de potentiels peuvent être positives (par exemple +100 mV, Cu/$CuSO_4$ sat) sur des bétons secs et très résistifs (et ce malgré le mouillage préalable) et sur des bétons armés carbonatés en milieu atmosphérique.

Dans le cas où les valeurs de potentiel sont très négatives (≤-700 mV, Cu/$CuSO_4$ sat), différentes explications sont possibles : une zone anaérobie (sans oxygène) un béton saturé en eau (zone immergée ou enterrée), un béton revêtu (entièrement étanche), une zone avec un traitement cathodique en cours.

En cas de valeurs de potentiel « surprenantes » (cartographie avec valeurs très négatives ou positives et/ou avec variations anormales des gradients, ou en iso-potentiel), il est nécessaire de réfléchir à l'influence de systèmes extérieurs (anodes, protection cathodique, lignes de champs,...).

Pour analyser les valeurs de potentiels mesurées sur site, il existe différents documents :

- L'ASTM de 1973 [35] mentionne des intervalles de valeurs de potentiels associés à 3 niveaux de probabilité de corrosion (Tableau 4/4). Il a été démontré que cette interprétation était insuffisante car les valeurs de potentiels mesurées sont très fortement influencées par les conditions climatiques (température, humidité relative et précipitation) [36]. Après une forte pluie, toutes les valeurs de potentiels deviennent plus négatives que par temps sec sans que la corrosion ait changée. Cette évolution est mentionnée dans l'ASTM de 2009 [36] qui préconise donc de ne pas utiliser les intervalles de mesures mais d'utiliser des iso-potentiels pour localiser les endroits à forts gradients.

» ***Note 4/18 :*** *Les valeurs du Tableau 4/4 ne doivent pas être utilisées pour des structures en béton armé en extérieur.*

Tableau 4/4 : Valeurs de gammes de potentiels et probabilité de corrosion [35]

Valeurs de potentiels (mV, Cu/$CuSO_4$ sat)	Probabilité de corrosion
Plus positif que -200	< 10%
Entre -200 et -350	incertaine
Plus négatif que -350	> 90%

- Le COST 509 [37] propose d'estimer des zones de corrosion lorsque l'écart (entre les valeurs min et max) entre les valeurs de potentiels mesurées sont supérieures à 150 - 200 mV sur la zone investiguée, mais cette proposition dépend fortement de la zone représentative choisie.
- La recommandation du TC 154-EMC de la RILEM émise en 2003 préconise de représenter les gradients spatiaux de variation de potentiel (ΔE/Δx) exprimés en mV/cm [33]. Les gradients sont calculés en faisant la différence entre deux points de mesure de potentiels contigus divisée par le pas de mesure entre ces deux points. Dans cette analyse, la zone choisie et le Δx doivent être représentatifs en termes de ferraillage (maille d'armatures, armatures horizontales ou verticales) et de dimensions (surface). Les gradients des valeurs mesurées sont alors beaucoup moins sujets aux conditions climatiques. Néanmoins, cette méthode ne précise pas de valeur caractéristique d'un changement d'état de corrosion (passif ou actif) de l'armature, ce qui peut rendre les interprétations difficiles. L'état réel de corrosion des armatures doit être confirmé par des autopsies, au niveau des gradients locaux importants [33].

- La Figure 4/23 présente les résultats des mesures de potentiels en format cartographie de potentiels (pas de 50 mV). Elle montre des zones anodiques (potentiels plus négatifs) sur la droite de la zone d'investigation.

» ***Note 4/19 :*** *La représentation des potentiels mesurés en valeurs cumulées (figure 9 de la référence [33]) est intéressante pour comparer différentes zones entre elles (il faut dans ce cas que le maillage soit identique).*

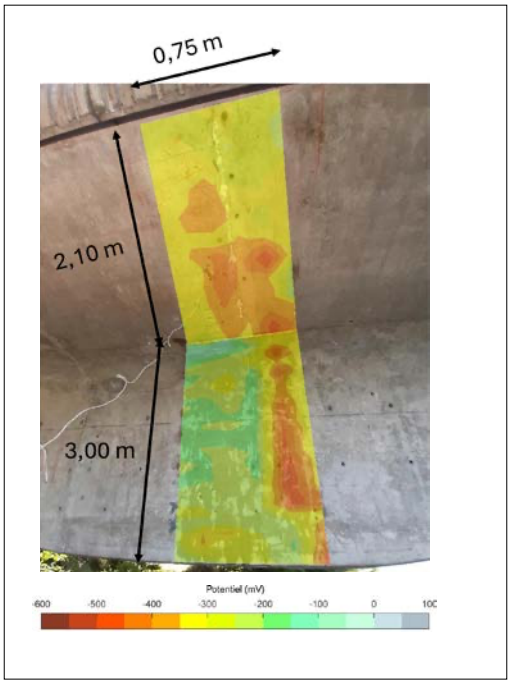


Figure 4/23 : Cartographies des valeurs de potentiels (les dimensions de la zone sont en m et les potentiels sont en mV, $Cu/CuSO_4$ sat) : représentation en iso-potentiels (setec lerm)

La Figure 4/24 présente les résultats des mesures de potentiels sur une zone maritime en format cartographie d'iso-valeurs de potentiels (a- pas de 50 mV) qui montrent clairement une augmentation des valeurs de potentiel du bas vers le haut de la zone d'investigation (attribuée à la zone de marnage) et une zone anodique au milieu de l'élément qui pourrait être corrélée à la présence d'une fissure (axe X voisin de 0,8 mètre et sur toute la hauteur). La cartographie de gradients surfacique associée (b- pas de 2 mV/cm) révèle plus précisément la localisation des zones de non-corrosion (faible ΔE/Δx) et de corrosions probables (fort ΔE/Δx).

Le calcul de gradient surfacique est moyenné entre un point central et ses points contigus dans les deux directions des armatures (Figure 4/25). Il est influencé par la distance considérée (pas de mesure choisi).

La Figure 4/26 présente des résultats au droit d'un joint de dilatation d'un ouvrage autoroutier la cartographie des valeurs de potentiels avec la mise en évidence de valeurs plus négatives de gauche à droite sur la zone d'investigation (a) et la cartographie de gradients surfacique associée qui révèle plus précisément la localisation des zones de non-corrosion (b) (faible ΔE/Δx) et de corrosions probables (fort ΔE/Δx).

Gradient au PT5 =
$[(|Pt5\text{-}Pt4| + |Pt5\text{-}Pt6|)/2\Delta x + (|Pt5\text{-}Pt2| + |Pt5\text{-}Pt8|)/2\Delta y]$

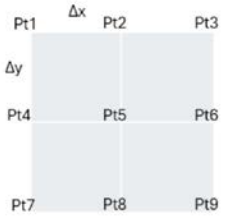


Figure 4/25 : Calcul du gradient surfacique de potentiels

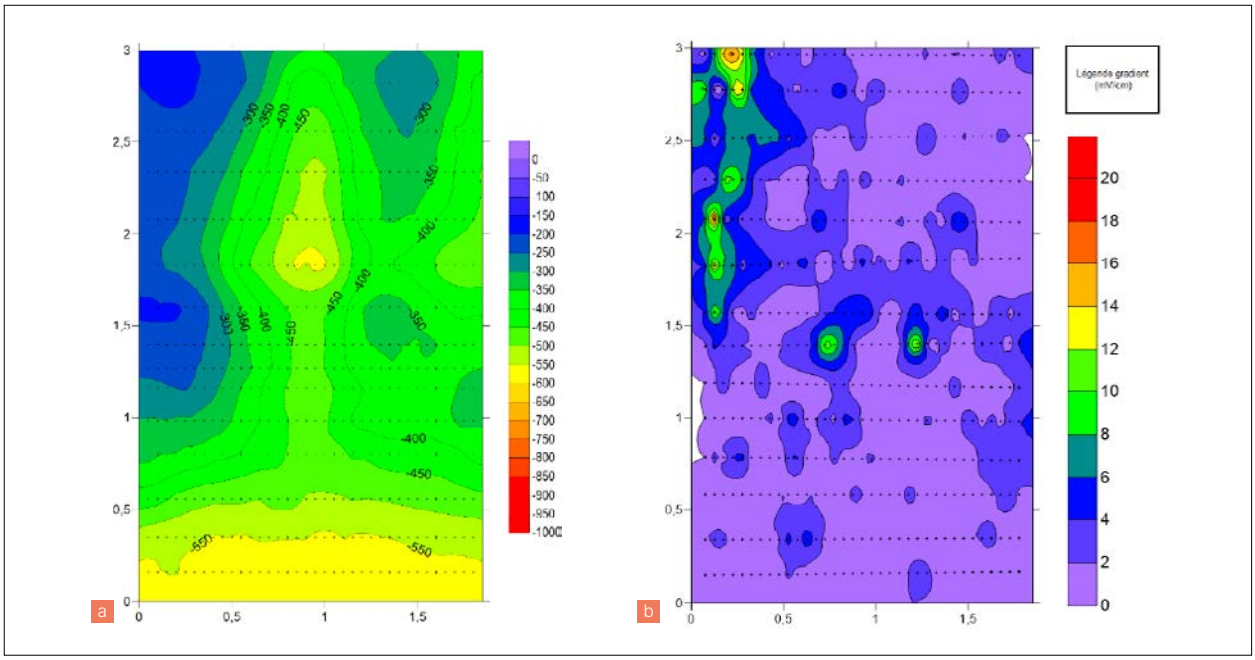


Figure 4/24 : Cartographies des valeurs de potentiels réalisées sur une pile d'ouvrage en mer (les dimensions de la zone sont en m et les potentiels sont en mV, $Cu/CuSO_4$ sat) représentation en iso-potentiels (a), représentation en gradients surfaciques (b), (Projet DéCoF-Ré)

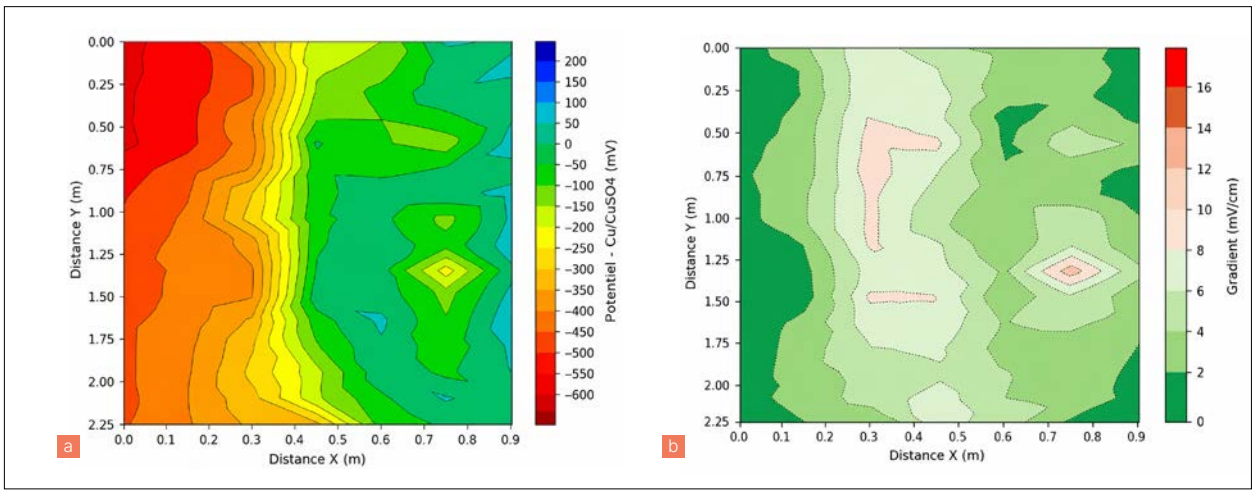


Figure 4/26 : Cartographie des valeurs de potentiels (mV, Cu/$CuSO_4$ sat) sur voussoir d'about d'un ouvrage en montagne (a) et cartographie des gradients de potentiels surfaciques sur le même élément (b) (en mV/cm) (dimensions : Hauteur 2 m et Largeur = 2,5 m) (Sixense Engineering)

7.3 _ La fiche de terrain des mesures de potentiel

La fiche de terrain des cartographies de potentiels doit comporter les éléments suivants :

a) La structure à diagnostiquer

b) La présentation de la zone investiguée (nom, localisation, dimensions)

c) La date et l'heure de l'intervention

d) Le nom de l'opérateur

e) Le matériel utilisé (appareil) et l'électrode de référence choisie et sa vérification

f) Le maillage choisi pour réaliser les mesures

g) Les conditions climatiques (température et humidité relative en fonction du temps) et de marée (dans le cas d'une structure maritime) lors de la prise des mesures et si possible les jours précédents (précipitations)

h) Le tableau des valeurs de potentiels mesurées et leur positionnement sur la zone d'investigation

i) L'analyse des mesures de potentiels se fait sur 3 cartographies (pour une même structure, les valeurs max et min de l'échelle globale ainsi que l'échelle des couleurs associée doivent être adaptées et identiques à l'ensemble des zones investiguées à des fins de comparaison) :

- La cartographie des valeurs de potentiels mesurées selon le pas de mesure choisi
- La cartographie d'iso-potentiels (avec un intervalle de 50 mV)
- La cartographie des gradients de potentiels surfaciques (avec un intervalle de 2 mV/cm)

j) L'analyse doit indiquer, pour chaque zone d'investigation, les endroits avec de faibles gradients (probabilité de corrosion faible) et de forts gradients (probabilité de corrosion importante)

8 _ Densité de courant de corrosion des armatures

La densité de courant de corrosion est la seule grandeur qui permette d'avoir une indication quantitative de la corrosion des armatures à un temps "t". Toutefois, elle est parfois difficile à mesurer et souvent difficile à interpréter.

Le choix de la localisation des mesures de densité de courant de corrosion dépend des résultats des inspections visuelles, des cartographies de la résistivité électrique du béton et des cartographies de potentiel des armatures (écart, isovaleurs et/ou gradient surfacique). Généralement les mesures de densité de courant de corrosion sont réalisées au niveau des forts gradients, à des points singuliers et parfois proches des fissures. Sur une même zone d'investigation, il est impératif de réaliser au moins une mesure sur des armatures en corrosion active et une mesure sur des armatures passives. Une mesure sur des armatures en état de corrosion intermédiaire est également pertinente.

Pour réaliser la mesure, il est nécessaire de dégager une armature afin de pouvoir connecter le matériel. Les points de connexion (à indiquer sur le plan) constituent des fenêtres de reconnaissance des armatures dont il faut profiter pour noter l'état visuel de la corrosion de l'armature dégagée et son enrobage. Avant de procéder à la mesure, il faut effectuer un mouillage de la surface du parement pour assurer la conductivité électrique.

» ***Note 4/20 :*** *La mesure de courant de corrosion ne permet pas de discerner une corrosion localisée d'une corrosion généralisée.*

8.1 _ Les différentes grandeurs de courant de corrosion

Il existe différentes dénominations des grandeurs associées au courant de corrosion ([38], fiche B2-5 de [10]) :

- Le courant de corrosion (Icorr en ampère (A)) est calculé après avoir mesuré la résistance de polarisation selon la formule de Stern-Geary (Équation 4/3) [39].

Équation 4/3

$$I_{corr} = B/R_p$$

Avec :
B est une constante égale à 26 mV pour les mesures sur site[1].
Rp : la résistance de polarisation (ohm).

- La densité de courant de corrosion (Jcorr en µA/cm²) est calculée connaissant la surface polarisée de l'armature selon l'Équation 4/4.

Équation 4/4

$$J_{corr} = B/(R_p.S) = I_{corr}/S$$

Avec :
Rp : la résistance de polarisation (ohm)
S = la surface de l'armature sous l'aire de confinement du matériel utilisé (cm²). La formule pour calculer la surface est Pi x d(diamètre de l'armature en cm)x L (longueur en cm associé au capteur du matériel utilisé)

- La vitesse de corrosion (V_{corr} en µm/an) est estimée à l'aide de la loi de Faraday qui établit qu'une densité de courant de corrosion de 1 µA/cm² correspond à une perte de diamètre de fer de 11,6 µm/an (Équation 4/5).

Équation 4/5

$$V_{corr} = 11,6.J_{corr}$$

Avec :
J_{corr} (µA/cm²)

Sur le terrain, la résistance de polarisation linéaire peut être mesurée avec différents appareils tels que le Gecor© et le GalvaPulse© et d'autres matériels.

8.1.1 _ Mesures réalisées avec un appareil Gecor10©

L'appareil Gecor10© utilise la technique de résistance de polarisation linéaire, directement dérivée de la loi d'Ohm, en déterminant la relation linéaire entre le potentiel de polarisation (E_p) et le courant de polarisation (I_{CE}) selon le principe de la Figure 4/27 et de l'Équation 4/6.

Équation 4/6

$$Rp = \frac{\Delta Ep}{\Delta ICE_{ICE\rightarrow 0,\ EP\rightarrow Ecorr}} = \frac{\Delta Ep}{\Delta ICE_{EP\rightarrow Ecorr}}$$

Avec :
I_{CE} = Courant de polarisation
E_P = Potentiel de polarisation
E_{corr} = Potentiel de corrosion

Un saut de potentiel est obtenu par utilisation d'une méthode galvanostatique, c'est-à-dire qu'un courant constant (I_{CE}) est appliqué et la réponse en potentiel (ΔEp) est enregistrée après une période de temps donnée. La résistance de polarisation est alors calculée à partir de cette réponse de potentiel (ΔEp), après déduction de la résistance ohmique (ou chute ohmique).

Le Gecor10© est équipé d'un capteur "A" (de diamètre 105 mm) permettant un confinement modulé du courant, dans le but de définir précisément la surface d'armature polarisée (Figure 4/27). Ce capteur "A" est composé d'une part d'un montage à 3 électrodes pour la mesure de R_p : 1 électrode centrale de référence Cu/$CuSO_4$ sat (E=Ref_1), qui permet la mesure du potentiel de l'armature (E_{Ref1}) ; 1 contre-électrode centrale en acier inox (CE) ; et l'armature en acier étant l'électrode de

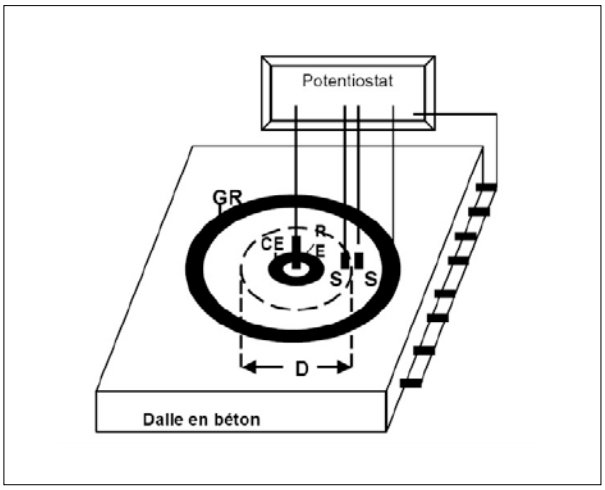


Figure 4/27 : Schéma de principe du Gecor10© avec le capteur "A"

(1) La constante B est déterminée d'après la pente des courbes de polarisation cathodique et anodique dans la partie linéaire (coefficients de Tafel). Par convention, la valeur retenue pour B est de 26 mV pour les aciers en cours de corrosion active, et de 52 mV pour les aciers passivés [38] C. Andrade, C. Alonso, RILEM TC 154-EMC: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, 37 (2004) 623-643.. Sur site, la valeur de B est toujours considérée égale à 26 mV.

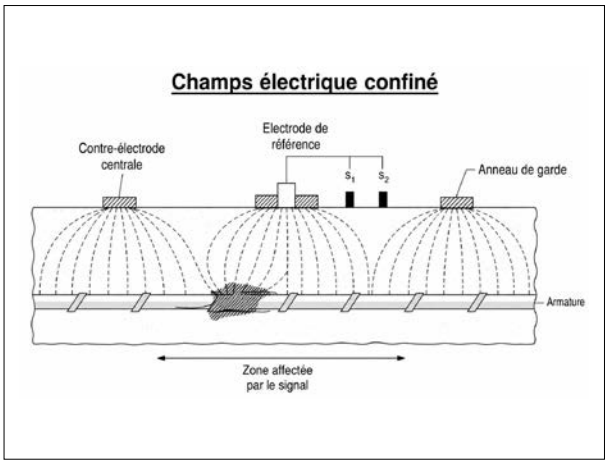


Figure 4/28 : Schéma de principe du confinement électrique modulé d'après la RILEM [38]

travail. D'autre part, la zone de polarisation est confinée à l'aide d'une seconde contre-électrode (GR), également appelée anneau de garde (ou contre-électrode externe), et de deux électrodes de référence au Cuivre/Sulfate de Cuivre (Ref_2=S_1 et Ref_3=S_2) placées entre la contre-électrode et l'anneau de garde permettant une modulation du confinement (Figure 4/28).

La vérification du Gecor10© est réalisée sur une dalle témoin. Le Gecor10© est placé sur le parement béton au droit d'une armature et il est connecté à l'armature (Photo 4/9). L'essai démarre par une mesure du potentiel vis-à-vis des 3 électrodes de référence. L'électrode de référence centrale permet d'accéder au potentiel de l'armature, tandis que les deux électrodes périphériques indiquent la différence de potentiel à la surface du béton. Ensuite un court saut de courant (minimum 5µA) est appliqué via la contre électrode (CE). En fonction de la réponse en potentiel mesurée, le système calcule un courant de contre-électrode présumé optimal (I_{CE}), à partir duquel la mesure de résistance de polarisation est initiée. Durant la mesure, le courant I_{CE} est maintenu constant, polarisant l'armature dans la direction cathodique. Dans le même temps, un courant secondaire destiné à confiner le courant dans la surface de mesure imposée, est appliqué depuis l'anneau de garde (I_{GR}) de façon à maintenir la différence de potentiel (E_{Ref2} et E_{Ref3}) entre les deux électrodes de références secondaires (Ref_2=S_1 et Ref_3=S_2) égale aux valeurs initiales, ajustant ainsi en permanence le courant secondaire en fonction des lignes de courant issues de la contre-électrode centrale. Dans le cas du Gecor10©, le confinement est donc modulé (Figure 4/28). La durée de polarisation est généralement fixée à 100 secondes. À la fin de la polarisation, la résistance du béton est mesurée et soustraite de la mesure totale de résistance, pour accéder à la résistance de polarisation. Ensuite, la densité de courant de corrosion est calculée connaissant la surface polarisée (contrôlée par l'anneau de garde). Les mesures sont préférentiellement à réaliser sur une armature seule, dont le diamètre a été déterminé au préalable, afin d'améliorer la précision de la surface polarisée. Si la densité de ferraillage ne permet pas de positionner le capteur autrement que sur un nœud d'armatures, alors la surface des deux armatures qui se croisent sera à considérer dans le calcul de Jcorr.

Les données d'entrée et hypothèses pour la mesure avec le Gecor10© sont les suivantes :

- Valeur de B = 26 mV (par défaut)
- Diamètre de l'armature (cm)
- Temps de polarisation (secondes)
- Surface polarisée = Pi x diamètre de l'acier x 10,5 (l'anneau de garde à un diamètre de 10,5 cm)

Les données de sortie obtenues avec un Gecor10© sont les suivantes :

- La résistance électrique du béton,
- Le potentiel de corrosion,
- Le courant de l'anneau de garde nécessaire au confinement,
- La densité de courant de corrosion



Photo 4/9 : Mesure de la résistance de polarisation de l'armature à l'aide du Gecor10© équipé du capteur "A" (E. Marie-Victoire, LRMH)

8.1.2 _ Mesures réalisées avec un appareil GalvaPulse©

L'appareil GalvaPulse© comporte une sonde intégrant trois électrodes concentriques (référence au centre, anneaux d'injection et de confinement), associée à une électronique interfacée à un micro processeur (Figure 4/29). L'électronique gère l'intensité du courant injecté et du courant de confinement, ainsi que la conversion analogique digitale des potentiels captés par l'électrode de référence. Les durées des impulsions (injection), la fréquence d'échantillonnage des mesures de potentiel (5 à 10 Hz), les paramètres de calcul et la mise en mémoire des mesures sont assurées par un micro-processeur de type Psion. La calibration de l'appareil est réalisée sur un étalon électronique (Figure 4/29).

La méthode galvanostatique impulsionnelle est une technique de polarisation transitoire travaillant dans le domaine temporel.



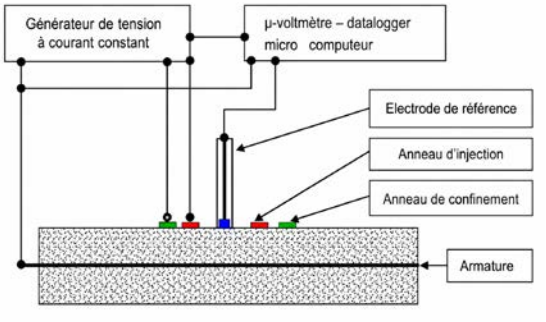


Figure 4/29 : Schéma de principe du GalvaPulse® et calibration du matériel (Germann Instruments)

Des impulsions électriques positives à courant constant, de courtes durées, sont appliquées sur une armature via une électrode disposée à la surface du béton (électrode d'injection ou contre électrode). L'électrode annulaire dite de « confinement » (de diamètre égal à 70 mm), placée à l'extérieur de l'électrode d'injection permet de créer un champ électrique de même polarité que l'injection, destiné à de repousser les lignes de courant dans la surface de polarisation imposée. Ce dispositif est géré électroniquement de manière à garder un potentiel proche de 0 entre les anneaux d'injection et de confinement. L'armature est plus ou moins progressivement polarisée dans le sens anodique par rapport à son potentiel libre de corrosion. Les variations de potentiel en fonction du temps, induites par l'injection de ce courant, sont mesurées par l'intermédiaire d'une électrode de référence (Ag/AgCl) placée à proximité de l'électrode d'injection.

L'étude de la courbe de polarisation (Figure 4/30) permet de déterminer la résistance de polarisation.

En considérant le schéma électronique équivalent de type Randles pour modéliser le béton armé, il est possible de calculer une résistance de polarisation (Figure 4/30). Lorsqu'un courant constant est appliqué (I_{app}), on observe un saut de potentiel instantané (chute ohmique correspondant à la résistance électrique R_Ω du béton entre l'armature et la surface du béton), puis une polarisation progressive de l'armature. Pendant la phase de polarisation, le potentiel de l'armature $E_t(t)$, à un temps t donné suit l'Équation 4/7.

Équation 4/7

$$E_t(t) = I_{app}\,[Rp(1\text{-}exp(-t/R_p\,C_{dl})) + R_\Omega]$$

Avec :
R_p = résistance de polarisation
C_{dl} = capacité "double couche"
R_Ω = résistance ohmique

Après conversion en forme linéaire (après retrait de R_Ω), on obtient l'Équation 4/8.

Équation 4/8

$$ln\,(E_{max} - E_t(t)) = ln\,(I_{app}\,R_p) - t/(R_p\,C_{dl})$$

où E_{max} correspond au potentiel final (inconnu expérimentalement), stable, qui serait normalement atteint après une longue polarisation. L'extrapolation de cette droite pour t = 0, par régression linéaire, permet de calculer ln (I_{app} R_p), donc la résistance de polarisation Rp, (Iapp étant connu et R_Ω retranché).

Les résultats des mesures réalisées avec le GalvaPulse sont les suivantes :

- La valeur du potentiel d'armature libre (E_{corr}), avant polarisation ;
- La résistance ohmique du béton entre l'armature et la surface (chute ohmique : R_Ω), déduite de la première mesure de potentiel E1 obtenue dès l'injection de courant ($R_\Omega = E_1/I_{app}$). Cette résistance dépend de l'enrobage, de la surface de l'électrode de mesure et de la résistivité du béton ;
- La courbe de polarisation (Ep = f (t)), ce qui permet d'apprécier la qualité des mesures quasiment en temps réel (exclusion automatique de la mesure si le rapport signal/bruit est trop mauvais) ;
- La densité de courant de corrosion (exprimée en µA/cm²), calculée après linéarisation de la courbe de polarisation, puis régression linéaire, avec B = 26 mV et la surface d'armature donnée (Pi x diamètre de l'acier x longueur du capteur annulaire soit 7 cm).

La Photo 4/10 illustre la réalisation de la mesure à l'aide d'un GalvaPulse©. L'appareil est posé sur le parement béton préalablement mouillé et au droit d'une armature et il est connecté aux aciers de la zone d'investigation.

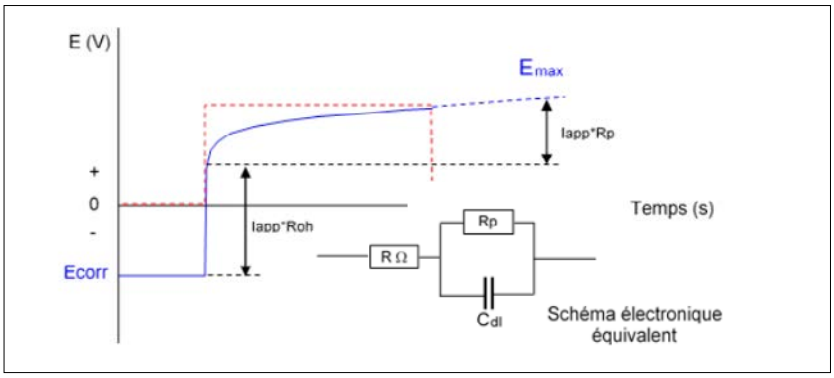


Figure 4/30 : Principe de la technique de mesure de polarisation transitoire à courant constant et circuit électronique de Randles



Photo 4/10 : Mesure de la vitesse de corrosion à l'aide du GalvaPulse© (Projet DéCoF-Ré)

8.1.3 _ Les limites des mesures de vitesse de corrosion

Les limites de vitesse de corrosion sont issues des contraintes inhérentes aux mesures électriques :

- Une connexion électrique au réseau d'armature ;
- Une humidification suffisante de la surface du béton pour minimiser la résistance de contact des électrodes.
- Le positionnement du matériel de mesure au droit des armatures.

L'enrobage ne doit pas dépasser une limite qui dépendra en grande partie de la résistivité électrique du béton et du diamètre des électrodes (contre électrode et électrode de confinement). Dans tous les cas les incertitudes de mesure seront d'autant plus grandes que l'enrobage sera important (incertitudes sur la surface d'acier réellement polarisé, sur la capacité à polariser correctement l'armature si le courant injecté est insuffisant, etc...).

Malgré ces précautions, l'expérience montre que l'obtention d'une courbe de polarisation de bonne qualité (bon rapport signal/bruit) n'est pas toujours assurée, ce qui laisse supposer que d'autres facteurs peuvent perturber la mesure, tels que le niveau d'activité réel de la corrosion au moment des mesures, le type de corrosion (corrosion homogène ou piqûres très localisées par exemple), la nature (« qualité ») de l'interface acier/béton, une résistivité trop élevée du béton, etc... L'interprétation des résultats doit prendre en compte les autres données obtenues dans le cadre du diagnostic.

8.2 _ Analyse des vitesses de corrosion

Dans le Tableau 4/5, les 4 niveaux de corrosion (de négligeable à élevé) sont associés à des domaines de densité de courant de corrosion qui dépendent du matériel utilisé (Gecor© [38] et GalvaPulse© [40]).

Tableau 4/5 : Niveaux de corrosion associés aux domaines de densité de courant de corrosion selon les appareils utilisés (Gecor© d'après la RILEM [38]) et (GalvaPulse© d'après [40])

Niveaux de corrosion	**Gecor© Jcorr (µA/cm²)**	**GalvaPulse©** Jcorr (µA/cm²)
Elevé	> 1	> 15
Modéré	0,5 à 1	5 à 15
Faible	0,1 à 0,5	0,5 à 5
Négligeable	< 0,1	< 0,5

8.3 _ La fiche de terrain des mesures de densité de courant de corrosion

La fiche de terrain des mesures de courant doit comporter les éléments suivants :

- La structure à diagnostiquer
- La présentation de la zone investiguée (nom, localisation, dimensions)
- La date et l'heure de l'intervention
- Le nom de l'opérateur
- Le matériel utilisé et l'électrode de référence et sa vérification
- Les conditions climatiques (température et humidité relative en fonction du temps) et de marée (dans le cas d'une structure maritime) lors de la prise des mesures et si possible les jours précédents (précipitations)
- La localisation précise de la connexion à l'armature sur la zone d'investigation, en précisant l'enrobage du béton, le diamètre de l'armature et l'état visuel de corrosion de l'armature
- La localisation précise des points de mesure sur le plan géographique (X0Y)
- Les données d'entrée utiles à l'appareil

- Les données de sortie de l'appareil : valeur du potentiel Ecorr (mV, Eréférence utilisée), valeur de la résistance électrique du béton, valeur de la résistance de polarisation Rp et valeur de la densité de courant de corrosion ou de la vitesse de corrosion
- L'analyse des données des densités de courant de corrosion

9 _ Vérification de l'état de corrosion de l'armature

Les résultats des inspections visuelles, des cartographies de résistivité, des cartographies de potentiels, des densités de courant de corrosion et leurs interprétations doivent être validés par des observations visuelles (faciès de corrosion) et dimensionnelles (diamètre et enrobage) de l'armature détourée sur des endroits bien précisés sur le plan d'investigation et obtenues au temps « t » du diagnostic.

9.1 _ Examen visuel des armatures

L'examen visuel des armatures doit être réalisé dans des zones respectives représentatives d'une zone de corrosion forte et de corrosion faible. Une troisième vérification peut être réalisée sur une zone dite de corrosion intermédiaire.

Le Tableau 4/6 présente différents états visuels de corrosion d'armatures dans le béton.

9.2 _ La fiche de terrain pour l'état visuel des armatures

Les résultats des observations visuelles des armatures permettent de valider factuellement les résultats des méthodes non destructives dans les zones auscultées. La fiche de terrain doit comporter les éléments suivants :

a) La structure à diagnostiquer

b) La présentation de la zone investiguée (nom, localisation, dimensions)

c) La date et l'heure de l'intervention

d) Le nom de l'opérateur

e) L'état du parement béton lors de l'inspection visuelle (fissures, épaufrure ou nid de caillou, décollements)

f) La classe d'exposition (EN 206)

g) La localisation précise sur le plan des ouvertures pour les observations visuelles des armatures

h) Les photos de l'armature après son dégagement et après son brossage (visant à éliminer les produits de corrosion) en indiquant la position horizontale ou verticale de l'armature, et sur le treillis préciser le lit horizontal ou vertical (utiliser une règle graduée pour donner un élément d'échelle)

i) L'état de corrosion de l'acier (faciès)

j) La géométrie de l'armature (haute adhérence, rond lisse, étriers plats, carré)

k) Le diamètre de l'armature (après brossage) mesuré au pied à coulisse (en mm) sur une longueur investiguée de xx cm (à préciser), en indiquant :

- Le diamètre initial (qui est à vérifier sur une zone saine) et qui pourra être confronté à la valeur définie dans le plan (si elle existe)
- Le diamètre minimum
- Le diamètre maximum
- Le diamètre résiduel moyen obtenu au temps t

l) L'observation de la piqûre et l'estimation de la profondeur de la piqûre si possible

m) L'origine de la corrosion (supposée et à vérifier avec des analyses de laboratoire)

» ***Note 4/21 :*** *Avec une seule valeur de diamètre résiduel, il est impossible de faire une prédiction fiable de la durée de vie (la corrosion n'est pas un phénomène linéaire avec le temps)*

10 _ Prélèvements sur site pour les analyses de laboratoire

Les méthodes de terrain sur la base des inspections visuelles, des mesures (résistivité électrique du béton, potentiel et densité de courant de corrosion de l'armature) et des observations visuelles des armatures ont permis d'apporter des éléments quant à la présence de zones "actives" ou "passives" et "intermédiaires" pour la corrosion des armatures.

La détermination d'un programme adéquat de prélèvements sur site (béton et/ou acier) permettra de déterminer les causes des désordres observés et de corréler les résultats des mesures non-destructives réalisées in situ avec les résultats des analyses qui seront obtenus au laboratoire (Chapitre 5).

10.1 _ Sélection des prélèvements

La sélection des prélèvements est primordiale : le choix de leur implantation sur chaque zone d'investigation et leur profondeur, et leur représentativité et/ou répétabilité sur la structure globale conditionnent fortement la complémentarité des résultats de terrain d'une part et des analyses de laboratoire d'autre part.

Il n'existe pas de méthodologie "toute prête" pour sélectionner l'implantation des prélèvements : il faut considérer les zones de corrosion active, passive et intermédiaire (endroits qui ont été détectés préalablement par les cartographies et par les mesures du diagnostic de corrosion de terrain) ainsi que des points singuliers tels que des fissures par exemple.

Dans la sélection, il faut chercher à répondre aux questions suivantes (par exemple et non exhaustif car chaque étude est un cas particulier et il convient d'expliciter sa démarche) :

- Quelle est l'origine de la corrosion ? : la carbonatation et/ou les ions chlorure ?
- Est-ce que les propriétés du béton peuvent expliquer les zone actives en corrosion (idem pour les zones passives) ? : porosité à l'eau, résistance à la compression, diffusion des ions chlorure, etc.

Tableau 4/6 : Différents états visuels de la corrosion d'armatures en acier dans le béton dans leur environnement (C. Ostrowski, Sixense Engineering)

	A	B	C	D	E
	Etat de corrosion *(devant apparaître dans les rapports)*	**Définition**	**Exemple de photos**	**Exemple de photos**	**Exemple de photos**
1	Visuellement sain	Pas (ou peu) de traces de corrosion visuellement observable.			
2	Légère oxydation généralisée sans perte de diamètre et sans piqûration	Traces de corrosion visuellement observables en surface des armatures dégagées sur toute leur périphérie. Les écrous, fils ou autres sont visibles.			
3	Oxydation partielle sans perte de diamètre et sans piqûration	Traces de corrosion sur la partie de l'acier proche du parement mais pas derrière			
4	Oxydation généralisée sans perte de diamètre et sans piqûration	Traces de corrosion visuellement observables en surface des armatures dégagées sur toute leur périphérie. Les verrous et ligatures sont difficilement visibles.			
5	Corrosion généralisée sous forme de foisonnement ou feuilletante avec perte de diamètre	Corrosion généralisée sous forme de feuillets après brossage			
6	Corrosion généralisée, avec perte de diamètre et avec piqûres	Corrosion avec présence de piqûres localisées			
7	Corrosion localisée, avec perte de diamètre due à des piqûres locales	Présence de piqûres localisées étendues pouvant aller jusqu'au sectionnement partiel ou total de l'armature.			
8	Sectionnement des armatures	Les armatures sont sectionnées dues au phénomène de corrosion.			
9	Cas observés en en milieu maritime, fluvial et génie civil (manque d'oxygène), piqûres avec présence de rouille verte	Piqûres très locales, avec exsudations de couleur verte et généralement humides. La rouille verte se transforme très rapidement en rouille orange en présence d'oxygène.			

- Il convient de faire des prélèvements sur une zone d'investigation :
  - Suivant l'élévation de la structure (soit une direction verticale) : la hauteur d'une pile pour quantifier la teneur en ions chlorure (pile en milieu maritime ou pile avec salage de chaussée ou poteau dans un bâtiment selon les étages)
  - Suivant la longueur ou la largeur (soit une direction horizontale) : la longueur d'une poutre ou d'un voile sur lequel une venue d'eau a été détectée
  - À proximité d'une fissure ou d'une zone de réparation (pour vérifier si le phénomène est aggravé)
  - Etc.
- Il convient de faire des prélèvements sur les différentes zones d'investigation qui permettent de différencier une zone saine d'une zone dégradée (origine, de la corrosion, intensité, étendue, cinétique, etc.) pour rechercher une tendance de comportement :
  - Suivant l'exposition de l'élément étudié (face plus soumise aux agressions versus face plus protégée par ex.)
  - Sur plusieurs piles à la même hauteur
  - Sur des éléments coulés en place ou préfabriqués
  - Etc.

La taille du prélèvement, le diamètre de carotte (par exemple) et leur nombre doivent correspondre au programme d'analyses à réaliser au laboratoire.

Il faut fournir un plan d'implantation des différents prélèvements dans la zone d'investigation (Figure 4/31). Les implantations peuvent être ajoutées sur le plan des dégradations visuelles ou sur les cartographies.

10.2 _ Les prélèvements

Le type de prélèvement devra être adapté aux analyses prévues, tout comme la quantité de matière et la profondeur d'investigation.

Les prélèvements peuvent être effectués selon différentes méthodes :

- La réalisation d'un carottage (Photo 4/11) permet de prélever des quantités de matière assez importantes et sur plusieurs dizaines de centimètres de profondeur. Le diamètre de carottage minimal doit être de 80 mm (2 à 3 fois le diamètre max des granulats) lorsqu'il s'agit de répondre à l'ensemble des analyses de laboratoire.
- Le prélèvement de poudre au perforateur équipé d'une mèche ou d'une scie à cloche : technique se limitant généralement à l'étude des profils de teneurs en agents agressifs (chlorures ou sulfates) pouvant aller légèrement au-delà de la profondeur d'enrobage
- La découpe à la disqueuse d'un morceau de béton : méthode rapide mais générant beaucoup de poussière et permettant l'obtention d'échantillon de profondeur et de taille relativement faible)

» ***Note 4/22 :*** *La présence d'un ferraillage très dense peut rendre certains prélèvements très délicats. Il faut veiller à ne pas couper les aciers.*

Chaque prélèvement doit être référencé de manière unique[1] et les informations à proximité du prélèvement telles que la profondeur des armatures, l'enrobage, la présence d'une fissure, etc. doivent être indiquées pour que l'analyse complète des résultats soit cohérente.

Par exemple :

- Les carottes doivent faire l'objet d'un référençage rigoureux (numéroter la zone d'investigation puis le numéro de la carotte par exemple) et fournir un tableur avec pour chaque carotte, le nom, la zone d'investigation, l'emplacement, la date de prélèvement, le diamètre et la longueur de la carotte, le nombre de morceaux si la carotte s'est cassée ; l'analyse visée, le laboratoire d'analyse de destination, etc.
- Le sens de carottage doit être indiqué sur la carotte.
- Chaque carotte doit être conditionnée dans un sac plastique étanche portant la même référence que celle de la carotte.

Les prélèvements sont ensuite transmis au laboratoire pour la réalisation d'un programme d'essai défini selon les besoins du diagnostic (Chapitre 5).

» ***Note 4/23 :*** *Sur site, la détermination du front de carbonatation à l'aide d'un indicateur coloré peut apporter un élément qualitatif mais il ne remplace pas l'analyse en laboratoire.*

» ***Note 4/24 :*** *Sur site, la détermination de la pénétration des ions chlorures à l'aide de nitrate d'argent peut apporter un élément qualitatif mais il ne remplace pas l'analyse en laboratoire.*



Photo 4/11 : Carottage sur ouvrage (Projet DéCoF-Ré)

(1) Deux carottes ne peuvent pas avoir le même nom.

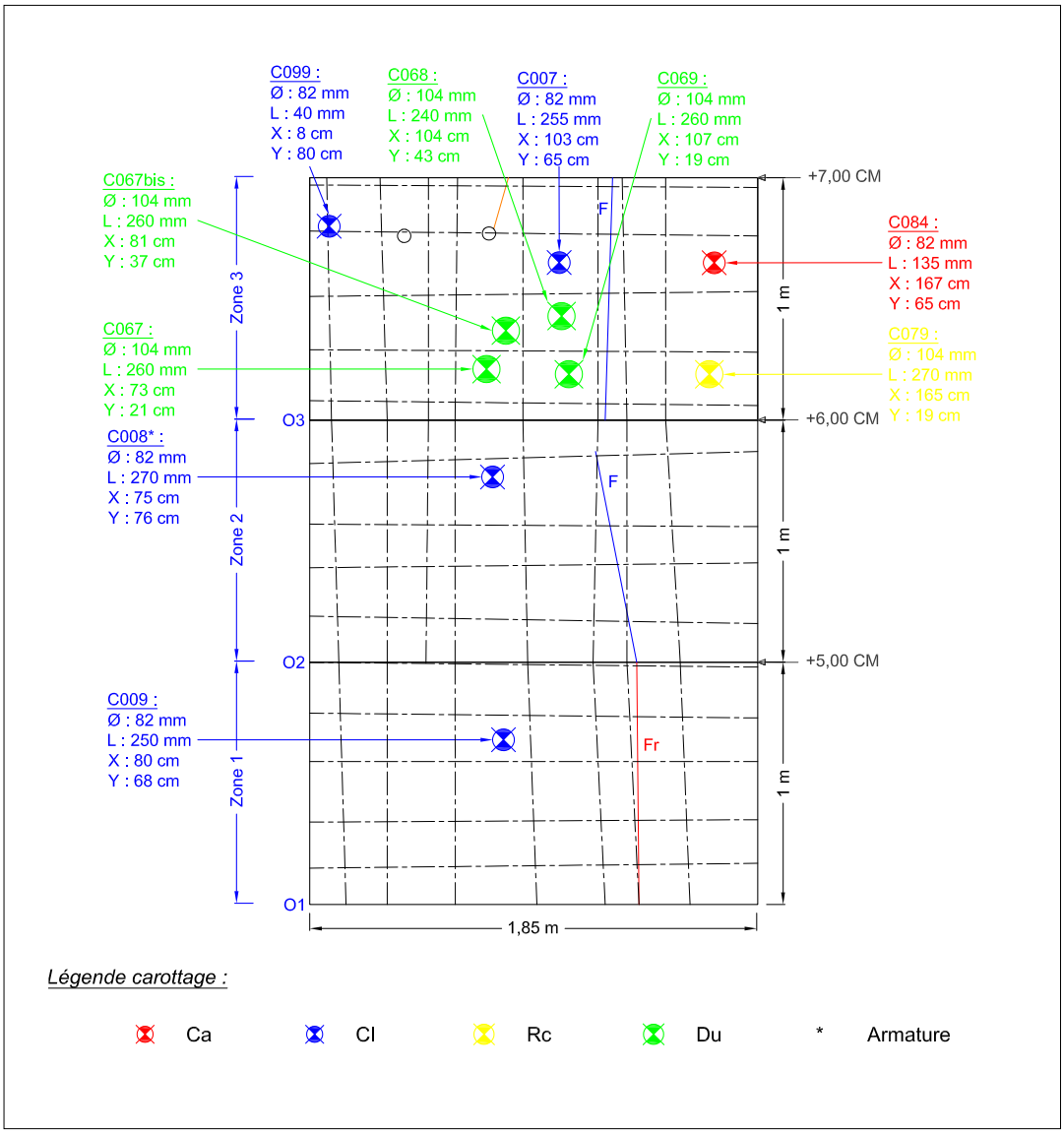


Figure 4/31 : Plan d'implantation des carottes sur la pile P5 – Face C (Echelle 1/20) (Projet DéCoF-Ré) (Ca = carbonatation ; Cl = ions chlorure ; Rc = Résistance à la compression ; Du = essais de durabilité) (Projet DéCoF-Ré)

5 Les analyses de laboratoire pour le diagnostic de corrosion

Noureddine RAFAÏ, Setec Ierm
Cécile PIERRE, GINGER-CEBTP
Christopher OSTROWSKI, Sixense Engineering

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c005
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

Le diagnostic de corrosion nécessite la réalisation d'essais de laboratoire sur les prélèvements obtenus in situ lors du diagnostic de corrosion réalisé sur le terrain (Chapitre 4).
Les essais de laboratoire vont porter sur le béton et éventuellement sur l'acier pour permettre d'identifier la cause et l'état d'avancement de la corrosion.

1 _ Analyses sur béton

Les analyses en laboratoire sont réalisées sur des échantillons de béton (par exemple des carottes prélevées in situ sur la structure en béton armé).

1.1 _ Indicateurs de durabilité

Les livres AFGC 2004 [41], GranDuBé 2007 [42], PN PerfDuB 2023 [16] et la norme P18-480 [15] ont contribué à la conception et à la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité pour les ouvrages neufs. Différents indicateurs de durabilité (exemples dans le Tableau 5/1) peuvent être déterminés en laboratoire à partir des carottes prélevées sur des ouvrages existants afin d'évaluer les propriétés et la classe de durabilité potentielle des bétons.

Tableau 5/1 : Indicateurs de durabilité (exemples)

Indicateurs généraux	Indicateurs de substitution	Paramètres complémentaires
• Porosité accessible à l'eau (P_{eau}) • Coefficient de diffusion des chlorures (D_{app}) • Perméabilité au gaz (K_{gaz})	• Résistivité électrique (Résis) • Coefficient d'absorption capillaire (Ca, w)	• Résistance à la compression (Rc)

Les analyses des indicateurs de durabilité ne sont pas décrites dans ce guide car déjà bien définies dans les références [16, 41, 42].

Les témoins de durée de vie pour l'étude de durabilité vis-à-vis de la corrosion des aciers dans le béton son essentiellement :

- La profondeur du front de carbonatation (Xc) (§5.1.4)
- Le profil de pénétration des ions chlorure libres et totaux et la profondeur du front de chlorures (Xd) (§5.1.5)

1.2 _ Identification de la nature du liant

Il convient de souligner que la reconnaissance de la nature du liant est nécessaire pour un diagnostic complet, notamment vis-à-vis de la durabilité.

En fonction de la nature du liant, les ions chlorure vont pénétrer plus ou moins rapidement (par exemple la fixation des ions chlorure par les ciments aux laitiers (CEM III) ou par les ciments avec cendres volantes (CEM II/A ou B - V ou W) devrait être plus importante que par le ciment CEM I). Par ailleurs, d'un point de vue normatif, la teneur en ions chlorure tolérée au moment de la mise en œuvre, varie selon la nature du liant [14].

» ***Note 5/1 :*** *La nature du liant doit être recherchée car elle peut avoir une influence sur les caractérisations électrochimiques réalisées sur site (chapitre 4). Le comportement du ciment CEM I est assez bien connu, alors que celui du ciment aux laitiers dépend de l'oxydation des sulfures. Cette oxydation conduit notamment à limiter la présence d'oxygène, ce qui influer sur certaines mesures in situ comme le potentiel de corrosion.*

» ***Note 5/2 :*** *L'influence des additions/substitutions (fumée de silice, métakaolins...) dans le liant est encore peu connue.*

La détermination de la nature du liant est généralement réalisée par microscopie optique en lumière réfléchie sur section polie (Figure 5/1), éventuellement complétée par microscopie électronique à balayage (Figure 5/2).

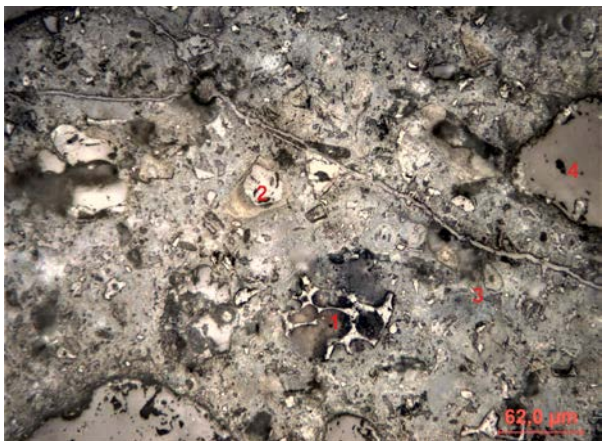


Figure 5/1 : Microscope optique en lumière réfléchie sur section polie 1 : clinker, 2 : laitier de haut fourneau, 3 : hydrates, 4 : sable (setec lerm)

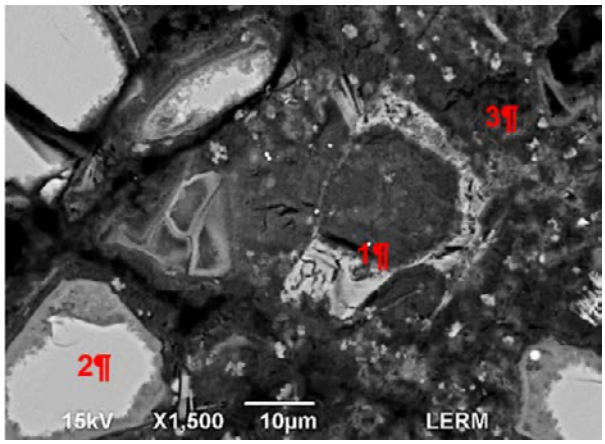


Figure 5/2 : Microscope électronique à balayage sur section polie 1 : clinker, 2 : laitier hydraté, 3 : hydrates (setec lerm)

1.3 _ Estimation de la teneur en liant

1.3.1 _ Objectifs

La connaissance de la teneur en liant est nécessaire pour l'évaluation du risque de corrosion des armatures. La teneur en liant est exprimée en kg/m^3 ou en % massique.

Il existe deux méthodes principales pour la détermination de la teneur en liant hydraulique :

- la méthode de la silice soluble
- la méthode des inertes

1.3.2 _ Echantillonnage

Les deux méthodes sont basées sur trois analyses : chimique, microscopique et physique.

- Pour l'analyse chimique, la norme NF EN 12504-1 [43] préconise une carotte qui doit avoir un volume minimal prenant en compte : un diamètre égal ou supérieur à trois fois la plus grande dimension des granulats et une longueur au moins une fois et demie le diamètre.
- Pour l'essai physique, la norme NF P 18-459 [44] préconise un volume minimal de 0,4 litre et maximal de 1,6 litre pour la détermination des masses volumiques et de la porosité accessible à l'eau.
- Pour les observations microscopiques optique et électronique la quantité de matière nécessaire pour la détermination de la nature du liant est de quelques centimètres cubes (cm^3).

Le prélèvement doit être exempt d'armatures et de fissures.

L'analyse doit être réalisée hors front de carbonatation sinon un pré-traitement thermique préalable est nécessaire.

1.3.3 _ Essais

Selon le livre GranduBé [42], le dosage en ciment est calculé à l'aide des deux méthodes suivantes :

1.3.3.1 _ La méthode de la silice soluble

A : Identification de la nature du liant : examens microscopiques.

Cette méthode est réalisée sur section polie prélevée en zone représentative et non carbonatée. Elle permet d'identifier la présence des différents constituants (clinker, laitier de haut fourneau, cendre volante, pouzzolane, fumée de silice) d'une part et d'estimer approximativement leur proportion, et d'évaluer ainsi la nature du liant d'autre part.

B : Dosage de la silice soluble :

Ce dosage est réalisé après attaque acide ménagée. Il permet de déterminer la teneur en silice soluble dans le béton (attribuable aux hydrates et au ciment anhydre résiduel, au clinker, au laitier de haut fourneau, à la fumée de silice et la partie ayant été hydratée des cendres volantes).

» ***Note 5/3 :*** *le cas de la présence de métakaolin ou d'argile calcinée n'est pas traité.*

C : Détermination de la masse volumique apparente :

La détermination de la masse volumique apparente est explicitée dans GranDuBé [42] ou la norme NF P18-459 [44].

D : Estimation de la teneur en ciment :

Le dosage en ciment dans un béton ou un mortier est exprimé en kg/m^3. Ce dosage est calculé à ± 10 % près (GranduBé [42]), selon la formule suivante :

Équation 5/1

$$\text{Dosage en ciment}\left(Kg/m^3\right) = \frac{SiO_{2\ \text{soluble du béton}}\ (\%\ masique)}{SiO_{2\ \text{soluble du ciment}}\ (\%\ masique)} \times MV_{app.}\ (Kg/m^3)$$

Concernant la silice soluble du ciment, plusieurs cas de figure peuvent se présenter :

- La teneur en silice est connue (fiche produit), dans ce cas le calcul du dosage en ciment est aisé.
- La teneur peut être déterminée expérimentalement si un échantillon de ciment utilisé pour la fabrication du béton est disponible (même procédure de détermination que celle présente dans le béton).
- La teneur peut être estimée si la nature du ciment utilisé est connue, et dans ce cas la teneur en silice est choisie en fonction de la catégorie de ciment, comme indiqué dans le Tableau 5/1 (GranDuBé).

Tableau 5/1 : Teneur en silice totale soluble dans différentes catégories de ciment

Catégories des ciments	CEM I	CEM II/A (au laitier)	CEM III/A	CEM III/B	CEM III/C
SiO_2 soluble du ciment (% massique)	20,5 ± 2	23 ± 1,5	26 ± 3	27,5 ± 1,5	31 ± 1,5

Concernant les autres ciments (CEM II/A et B-L ou LL, V ou W, P ou Q), à défaut de documents officiels français, la teneur en ciment peut être effectuée par l'estimation des proportions des constituants à l'aide des observations microscopiques et du degré d'hydratation le cas échéant (cendres volantes...).

» ***Note 5/4 :*** *Dans le cas de présence de constituants pouzzolaniques (cendres volantes ou pouzzolanes), il n'existe pas de norme Française ; la norme Belge NBN B15-205, basée sur la détermination de la teneur en chaux soluble (CaO), en remplaçant la détermination de la silice soluble, permet de calculer le dosage en ciment.*

1.3.3.2 _ La méthode des inertes

La méthode d'estimation de la teneur en ciment par la méthode des inertes est basée sur la détermination de la teneur en granulats siliceux et calcaires et de la teneur en eau liée aux hydrates (perte au feu ou analyse thermogravimétrique). La teneur en ciment, exprimée en pourcentage massique (% massique), correspond à 100 moins ces déterminations, selon la relation suivante (GranDuBé [42]) :

Si CO_2 > 1 :

Dosage en ciment = 100 – (fraction insoluble + perte au feu + (CO_2 - 1) x 56/44)

- La fraction insoluble correspond aux granulats siliceux et silicatés
- La perte au feu correspond à la teneur en eau liée aux hydrates du béton, à la teneur en matière organique éventuellement présente et au CO_2 des carbonates (des granulats calcaires et carbonates issus de la carbonatation de la matrice cimentaire)
- (CO_2 -1) x 56/44 correspond à la chaux (CaO) des granulats calcaires

» ***Note 5/5 :*** *en cas de présence de granulats dolomitiques, le calcul donné par la norme Belge NBN B15-205 permet d'affiner les teneurs en granulats.*

Si CO_2 < 1 :

Dosage en ciment = 100 – (fraction insoluble + perte au feu)

1.3.4 _ La fiche de laboratoire pour le liant

La fiche de laboratoire pour le liant doit comporter les éléments suivants :

a) La référence des carottes, leurs positionnements sur la structure et leur description (état et photo)

b) La date de l'analyse

c) Le nom de l'opérateur

d) La méthode et le matériel utilisés

e) Le tableau des résultats

f) Les méthodes de calculs (hypothèses d'entrée (notamment la teneur de silice du liant) et résultat de sortie = estimation des proportions)

g) L'interprétation et commentaires

1.4 _ Détermination du front de carbonatation

1.4.1 _ Objectifs

L'objectif de cet essai est de mesurer l'épaisseur de béton qui est carbonatée à partir de la surface du parement (surface exposée à l'atmosphère). La comparaison entre la profondeur de carbonatation et l'enrobage des armatures permet d'identifier la carbonatation comme l'une des causes de la corrosion et/ou d'évaluer son risque.

1.4.2 _ Echantillonnage

Les carottes (et éventuellement des fragments) destinées à la mesure de la profondeur de carbonatation ont pour dimensions :

- Un diamètre de 50 mm minimum (NF EN 14630 [45]) ou au moins trois fois la taille du plus gros granulat (Dmax)
- Une longueur usuelle voisine de 50 à 80 mm, de façon à croiser le premier lit d'armature

» ***Note 5/6 :*** *le nombre de carotte dépend de la représentativité, de l'exposition et des dimensions des zones d'investigations. Il sera défini au cas par cas.*

1.4.3 _ Essais

L'essai consiste à la pulvérisation de la solution d'un indicateur coloré (Tableau 5/2) sur la surface de rupture fraîche de la carotte préalablement humidifiée afin de mesurer l'épaisseur de béton carbonaté (Figure 5/3). Elle correspond à la distance, en millimètres, entre la surface externe du béton et le front de coloration (Figure 5/4). L'épaisseur est mesurée sur le front de coloration du béton en dehors des granulats dont la taille est supérieure à 3 millimètres.

L'essai permet ainsi de différencier la frange carbonatée (pH voisin de 9) qui est incolore, de la zone non carbonatée qui prend une coloration rouge violet ou bleu (Figure 5/3).

Le front de carbonatation sur une carotte est défini avec la moyenne des épaisseurs mesurées (environ 5 valeurs) et avec la valeur maximale de l'épaisseur. Cette démarche d'essai repose sur les normes XP 18-458 [46], la fiche B2-2 de [10] et [45].

» ***Note 5/7 :*** *sur site, un examen visuel du front de coloration peut être réalisé dans le respect des conditions d'hygiène et de sécurité.*

Les indicateurs colorés les plus utilisés sont la phénolphtaléine, et en produit de substitution la thymolphtaléine et l'o-crésolphtaléine. Les zones de virages de pH des différents indicateurs colorés sont reportées sur le Tableau 5/2.

1.4.4 _ La fiche de laboratoire de la carbonatation

La fiche de laboratoire de carbonatation du béton doit comporter les éléments suivants :

a) La structure

b) La référence des carottes, leur implantation sur les zones d'investigation et leur description (état et photo et date de prélèvement)

c) La date de l'analyse

d) Le nom de l'opérateur

e) La méthode et l'indicateur coloré utilisés

f) Une présentation des résultats sous forme photographique

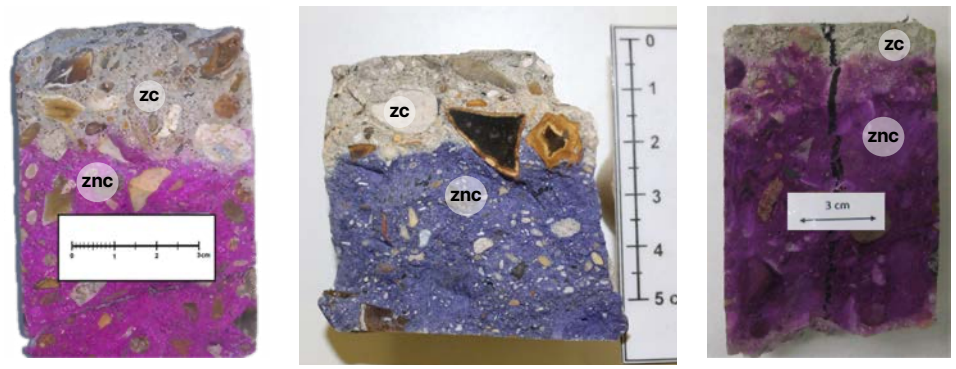
g) Le tableau des valeurs de carbonatation mesurées avec moyenne et écart-type (témoin de durée de vie "Xc")

h) L'analyse des profondeurs de carbonatation au regard de l'enrobage des armatures pour évaluer la cause de la corrosion

Tableau 5/2 : Zones de virages de pH des indicateurs colorés

Indicateurs colorés les plus utilisés	Forme ''acide'' : zone carbonatée	Zone de virage (pH)	Forme basique : zone non carbonatée
Phénolphtaléine*	incolore	8,2 à 10,0	8,2 à 10,0
Thymolphtaléine	incolore	9,3 à 10,5	9,3 à 10,5
o-Crésolphtaléine	incolore	8,2 à 9,8	8,2 à 9,8

* La solution de phénolphtaléine est classée comme produit CMR (Cancérogène, Mutagène, Reprotoxique selon la Fiche d'Aide à la Substitution n°33), de ce fait il est recommandé d'utiliser la phénolphtaléine en respectant les conditions d'hygiène et de sécurité adéquates ou des produits de substitution.



Phénolphtaléine | Thymolphtaléine | o-Crésolphtaléine

Zc : zone carbonatée, znc : zone non carbonatée (pH>9)

Figure 5/3 : Détermination de la profondeur de carbonatation à l'aide d'indicateurs colorés

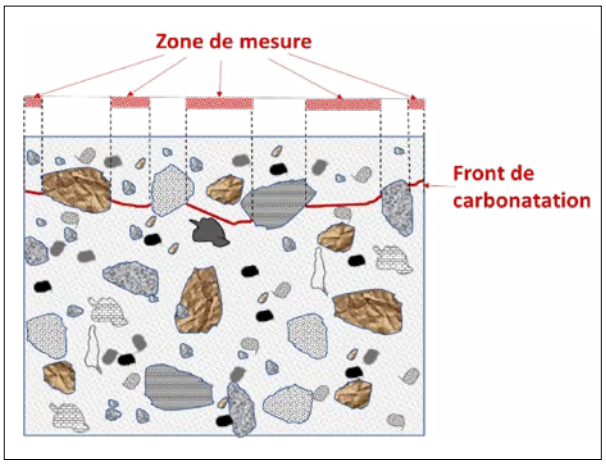


Figure 5/4 : Schéma illustrant les mesures de la profondeur de carbonatation

1.5 _ Détermination des profils en ions chlorure

1.5.1 _ Objectifs

La comparaison entre la profondeur de pénétration des ions chlorure et l'enrobage des armatures (ou profondeur des armatures dans le béton) permet de vérifier si les ions chlorure sont à l'origine de la corrosion observée. Dans le cas où les ions chlorure n'ont pas encore atteint les armatures, la connaissance du profil en ions chlorure permet d'évaluer le risque futur d'une corrosion et de prendre éventuellement des mesures de protection du béton d'enrobage.

Pour vérifier si la corrosion est induite par des ions chlorure, il est nécessaire de déterminer le profil de la teneur en ions chlorure en fonction de la profondeur dans le béton, qui inclut l'enrobage, la profondeur de l'armature et une profondeur supérieure à celle où se trouve l'armature.

Les ions chlorure qui contribuent à la corrosion des armatures sont essentiellement présents dans la matrice cimentaire (pâte de ciment). Le type d'ions chlorure joue un rôle plus ou moins immédiat en termes de corrosion :

- Les ions chlorure libres sont immédiatement disponibles et directement impliqués dans le processus de corrosion.
- Les ions chlorure liés existent essentiellement sous forme de chloro-aluminates de calcium hydratés et/ou liés

physiquement par adsorption électrocapillaire. Ces ions chlorure liés peuvent être relargués, sous certaines conditions notamment lors de la carbonatation, et devenir ainsi libres et participer à la corrosion.

- Les ions chlorure totaux sont la somme des ions chlorure libres et liés.

Les teneurs en ions chlorure libres et totaux doivent être déterminées par analyse chimique au laboratoire sur des tranches de carotte, ou de poudres prélevées :

- Les ions chlorure libres sont des ions chlorure solubles dans l'eau. Ce sont les chlorures présents sous forme ionique dans la solution interstitielle du béton, elle-même logée dans la porosité du matériau [42, 47].
- Les ions chlorure totaux sont solubles dans l'acide. Ce sont les ions chlorure contenus dans le béton, aussi bien dans la solution interstitielle que dans la matrice cimentaire solide [42, 48].

» ***Note 5/8 :*** *la teneur en ions chlorure liés, qui ne peuvent pas être dosés chimiquement, sont calculés par la différence entre la teneur en ions chlorure totaux et en ions chlorure libres.*

1.5.2 _ Discussion

Plusieurs sujets concernant les ions chlorure sont discutés ci-après :

- Dans le cas de la conception d'ouvrages, la teneur en ions chlorure pour les structures neuves selon la norme NF EN 206+A2/CN [49] définit une teneur en ions chlorure maximale pour le béton armé de 0,65% pour le ciment CEM III et de 0,4% pour les autres ciments. Ces valeurs sont issues de la somme de la quantité d'ions chlorure présents dans les différentes matières premières constitutives mais ne résultent pas d'un dosage réalisé dans une matrice cimentaire et de ce fait l'adjectif libre ou total caractérisant la nature des ions chlorure n'est pas mentionné. Cette norme s'applique à de la construction neuve. Elle n'est pas applicable au diagnostic de corrosion des structures en béton armé existantes.
- Dans le cadre d'un diagnostic de corrosion sur structures existantes, il faut réaliser les deux dosages chlorures libres et chlorures totaux au laboratoire. Il est important de réaliser des profils depuis la surface jusqu'à la profondeur de l'armature et pour une profondeur légèrement supérieure à celle où se trouve l'armature. La connaissance des deux teneurs (libres et totaux) permettra d'évaluer (i) la teneur en ions chlorure libres directement disponibles pour être impliqués dans le processus de corrosion et (ii) la teneur en ions chlorure liés (par soustraction) qui peuvent également devenir disponibles pour la corrosion avec le temps. En effet pour certains liants, la quantité d'ions chlorure liés peut s'avérer importante.
- La valeur du "seuil critique" en ions chlorure pour initier la corrosion de l'armature en acier dans le béton reste une discussion ouverte. En effet, le "seuil critique" dépend de très nombreux paramètres : la composition du béton (le type de liant, son dosage, rapport eau/liant, etc.), la nature de l'acier, l'origine des ions chlorure, la nature des ions chlorure (libres ou totaux), le pH du béton, l'état de l'interface acier/béton, les conditions climatiques et environnementales, la méthode de détermination de l'initiation de la corrosion, la teneur en oxygène, etc. D'après la littérature, il n'existe pas une seule valeur de "seuil critique" en ions chlorure [50, 51] mais au contraire une large gamme [51]. Le groupe RILEM 235-CTC (Corrosion initiating chloride threshold concentrations in concrete) qui a travaillé sur la question de 2009 à 2016 n'a pas trouvé de consensus pour caractériser le "seuil critique" en ions chlorure pour initier la corrosion.

Etant donné les éléments de cette discussion, des différents documents et de la grande dispersion des valeurs du "seuil critique" en ions chlorure, les auteurs de ce guide recommandent d'utiliser une "valeur d'alerte" au niveau de l'armature(1)), dans le cadre d'un diagnostic de corrosion du béton armé non carbonaté. La "valeur d'alerte" est considérée égale à 0,4% en ions chlorure libres exprimée en % en masse d'ions chlorure par rapport à la masse du liant au niveau de l'armature (et ce quelle que soit la nature du liant). Cette "valeur d'alerte" provient du retour d'expérience des co-auteurs du présent guide. Cette "valeur d'alerte" n'est pas à considérer seule pour conclure sur le risque de corrosion. Elle doit être appréciée au regard des résultats des autres investigations (inspection d'ouvrage, diagnostic de corrosion in-situ, caractérisations électrochimiques et analytiques, état de corrosion de l'acier (faciès et diamètre), etc.).

1.5.3 _ Echantillonnage

Les dosages des ions chlorure s'effectuent au laboratoire à partir de prélèvements réalisés sur ouvrage sous forme de carottes (à privilégier) ou de poudres (Monument Historique ou lorsque l'espace est insuffisant pour carotter) §4.10). Les résultats obtenus sur carottes sont plus fiables que ceux obtenus sur des prélèvements poudres.

- Pour les carottes, le diamètre minimal est voisin de 80 mm(2) (ou 3 fois la taille du plus gros granulat) (Figure 5/5).
- Les prélèvements de poudre peuvent se faire par des perçages consécutifs à l'aide de forets de diamètre voisin de 16 mm et il est nécessaire de faire 3 percements à distance proche (Figure 5/6) pour moyenner les résultats (dans un rayon de 5 cm). Lors des prélèvements de poudres, les niveaux les plus profonds sont susceptibles d'être pollués par les niveaux les plus proches de la surface (les forets étant susceptibles de toucher la paroi interne du trou) et ce même si le foret est nettoyé pour chaque profondeur. Il est donc vivement conseillé de nettoyer
  - Le trou du percement par soufflage avant chaque nouveau prélèvement à une profondeur plus importante
  - Les forets entre chaque zone d'investigation

Afin de réaliser le profil en ions chlorure en fonction de la profondeur, il faut à minima 4 points : une tranche en parement, une tranche intermédiaire, une tranche au niveau de l'armature et

(1) Dans le cas d'une double contamination, carbonatation et ions chlorure, il convient de prendre en compte la teneur en ions chlorure et la diminution de pH relative à la carbonatation.
(2) Une carotte de 80 mm de diamètre (Dmax du granulat de 20 mm) permet d'obtenir un volume de poudre dans une tranche représentatif et robuste pour les essais chimiques (proportion en matrice cimentaire).

une tranche après l'armature. Une épaisseur de tranche égale à 10 mm est recommandée. Cette épaisseur permet d'obtenir suffisamment de poudre pour réaliser les dosages (rapportée à la pâte cimentaire), et assure la précision du profil en ions chlorure.

Sur une zone d'investigation donnée, il faut que l'épaisseur des tranches d'analyses soit identique sur l'ensemble des carottes prélevées de manière à comparer les résultats des profils entre eux, de même que celles des poudres. Il en est de même pour toute la structure.

L'analyse des ions chlorure au laboratoire est réalisée sur des tranches de carottes broyées à 315 µm ou sur les poudres prélevées. Pour ces dernières, il faut vérifier que la finesse des poudres est inférieure à 315 µm (sinon il faut ajouter l'étape de broyage).

L'analyse des ions chlorure se fait par potentiométrie avec du nitrate d'argent.

» ***Note 5/9 :*** *pour des enrobages importants (au-delà de 7 centimètres par exemple), il convient de conserver l'épaisseur de 10 mm par tranche. Un profil à 5 points ou plus (en prenant en compte la profondeur de l'armature) peut s'avérer utile avec possiblement des tranches "non dosées" (blanc sur le graphique Figure 5/7).*

1.5.4 _ Essais

Les essais sont effectués selon les documents GranDuBé [42] ou RILEM TC 178-TMC [47, 48].

La détermination des teneurs en ions chlorure est exprimée par rapport à des échantillons de béton (en g pour 100 g de béton). Toutefois, pour déterminer la teneur en ions chlorure par rapport à la masse du liant (en g pour 100 g de liant), il faut prendre en compte la proportion de la pâte de ciment et de granulats dans la tranche considérée. Pour cela, la détermination de la teneur en liant doit être réalisée sur l'ensemble des tranches (ou chaque poudre) avec la méthode de la silice soluble (§5.1.3.3.1). La "valeur d'alerte" en ions chlorure libres recommandée dans ce guide, est exprimée par rapport à la masse du liant (en g pour 100 g de liant). Un exemple de profils en teneurs d'ions chlorure est présenté sur la Figure 5/7.

» ***Note 5/10 :*** *la teneur des ions chlorure libres est déterminée sur l'échantillon de béton. Le dosage en liant peut être extrêmement variable d'une composition de béton à une autre (250 kg/m³ à 400 kg/m³). Pour cette raison, la teneur en ions chlorure libres doit être exprimée par rapport à une masse de liant (préalablement identifié et dosé) et non par rapport à une masse de béton.*

» ***Note 5/11 :*** *Pour les liants composés contenant des additions inertes (filler calcaire, filler siliceux), la teneur en liant doit être corrigée en ne considérant que la proportion de la partie active.*

» ***Note 5/12 :*** *la teneur en ions chlorure de la tranche de parement peut être inférieure à celle des tranches plus profondes étant donné le lessivage du parement.*

1.5.5 _ La fiche de laboratoire des ions chlorure

La fiche de laboratoire des ions chlorure doit comporter les éléments suivants :

a) La référence des échantillons (carotte, poudre) et son positionnement sur la structure et la description de l'état avec une photo

b) La date de l'analyse

c) Le nom de l'opérateur

d) La méthode et le matériel (appareil) utilisés

e) Le tableau des valeurs des ions chlorures mesurées dans la masse de béton

f) Le tableau des valeurs des teneurs en ions chlorures mesurées dans la masse de béton et rapportées à la masse de liant

g) Les valeurs d'enrobages

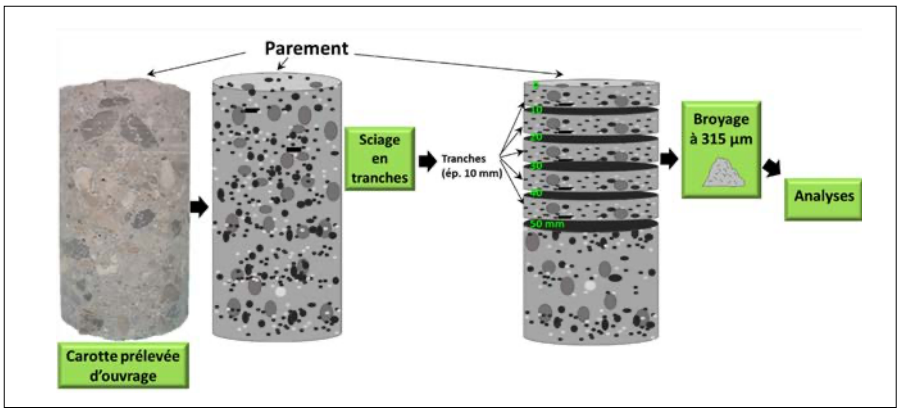


Figure 5/5 : Depuis la carotte prélevée sur ouvrage jusqu'à la poudre dosée chimiquement en passant par le sciage de tranches successives (en mm) (setec lerm)

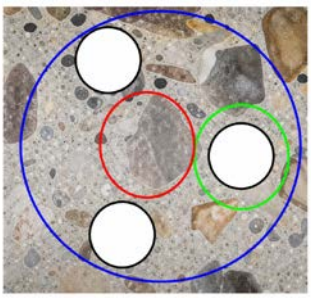


Figure 5/6 : Répartition des prélèvements par percement en évitant les granulats apparents

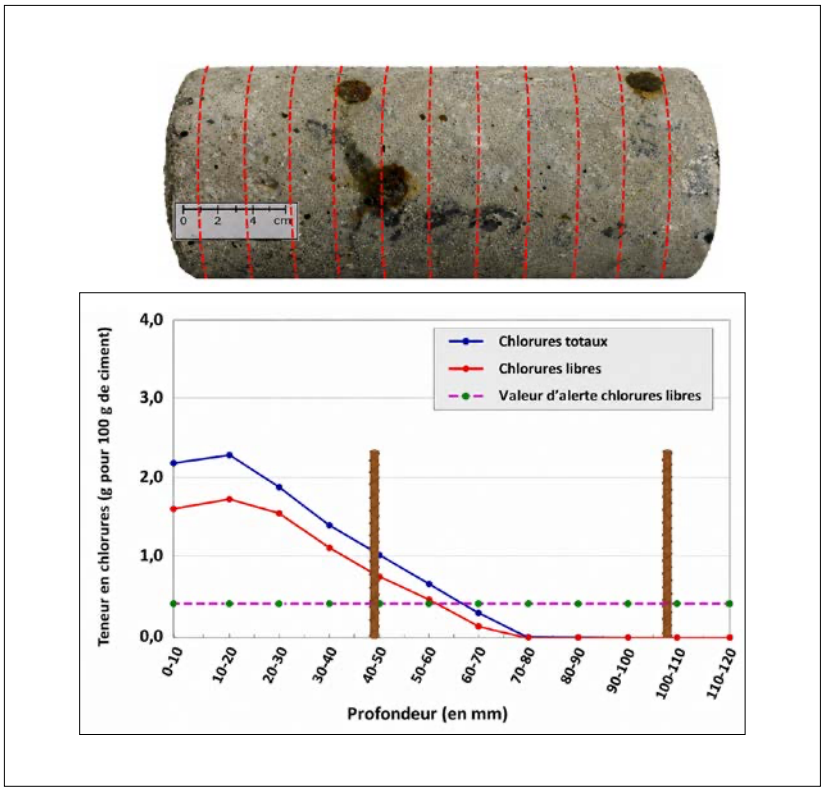


Figure 5/7 : Profils de la teneur en ions chlorure en fonction de la profondeur ; positionnement de la profondeur des armatures et "valeur d'alerte" (setec lerm)

h) La représentation sous forme graphique des profils des teneurs en ions chlorure totaux et libres (% massique par rapport au liant) en fonction de la profondeur de béton (avec axe X intervalles réguliers) ; Pour interpréter les résultats, il faut ajouter au graphique la position de l'armature selon sa profondeur d'enrobage ainsi que la "valeur d'alerte" en ions chlorure libres par rapport au liant (en % massique par rapport au liant) (Figure 5/7)

i) Pour chaque échantillon, fournir un tableau des valeurs d'intersection des profils des teneurs en ions chlorure libres au droit de l'acier avec la "valeur d'alerte" (témoin de durée de vie "Xd")

j) L'interprétation et commentaires

2 _ Analyses des armatures en acier

Des analyses complémentaires peuvent être réalisées sur les armatures, notamment pour des structures anciennes.

Afin de déterminer les propriétés mécaniques de l'acier (limite élastique, résistance à la traction, limite de résistance à la rupture, module élastique, allongement), l'essai doit être réalisé sur une armature dont la longueur est comprise entre 20 et 50 cm, directement prélevée sur site en concertation avec un bureau d'étude structure.

Les propriétés de soudabilité (nuance d'acier, composition chimique et microstructure de l'acier) ; pour les aciers anciens (aciers de construction antérieurs à 1950), la soudabilité de l'acier doit être vérifiée dans le cas de remplacement ou ajout d'armatures.

Les résultats pourront aider à caractériser les anciennes armatures, connaitre la perte de propriétés mécaniques par rapport au cahier des charges et qualifier le degré d'endommagement en corrosion (perte de diamètre et type de corrosion (chapitre 4).

6 L'instrumentation pour le suivi en continu de la corrosion

Véronique BOUTEILLER, Université Gustave Eiffel
Elisabeth MARIE-VICTOIRE, Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques
Christophe AUBRY, EDF
Xavier HALLOPEAU, SECCO Corrosion Consulting

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c006
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

L'état de corrosion des structures en béton armé dans leur environnement s'appuie essentiellement sur un diagnostic de corrosion (chapitres 4 et 5) réalisé à une ou des échéances ponctuelles dans le temps. Les résultats des évaluations non destructives (END) étant fortement impactés par les conditions de mesures et les conditions environnementales (pluie, sécheresse, etc.), les résultats peuvent sous-estimer ou sur-estimer l'activité de corrosion.

» ***Note 6/1 :*** *Des résultats END obtenus à une seule échéance temporelle ne permettent pas de prédire la durée de vie de la structure.*

Un suivi continu dans le temps par surveillance à l'aide d'instrumentation peut s'avérer pertinent et complémentaire aux diagnostics ponctuels d'évaluations non destructives. La surveillance en continu permet de suivre, d'une part, la pénétration des agents agressifs (en lien avec les témoins de durée de vie relatifs à la corrosion) et, d'autre part, la corrosion des armatures. L'instrumentation avec une acquisition en continu permet ainsi :

- D'alerter sur la pénétration des agents agressifs dans le béton d'enrobage (en lien avec la corrosion des armatures),
- De distinguer les phases d'initiation et de propagation de la corrosion avec le temps
- De suivre la corrosion avec des mesures à distance pour des structures d'accès difficiles (voire impossible avec des END)
- D'appréhender des anomalies de fonctionnement d'une structure dans le cadre d'une instrumentation complémentaire Corrosion Health Monitoring (suivi de santé de la corrosion) et Structural Health Monitoring (suivi de santé structurale) (suivi de fissuration par ex.)
- De prédire la durée de vie des structures
- D'aider à la décision de la maintenance et/ou de réparation/restauration de la structure

L'instrumentation de type Corrosion Health Monitoring (CHM), d'une structure en béton armé peut-être implantée dès la construction, suite à un diagnostic ou suite à des réparations.

L'instrumentation du suivi de la corrosion passe par la mise en place de capteurs dont la localisation est primordiale au regard du risque de corrosion pour avoir une information pertinente sur une zone donnée (saine ou dégradée). Les résultats de l'instrumentation et les résultats des mesures environnementales doivent être appréhendées conjointement de manière à fiabiliser le diagnostic.

La robustesse d'une instrumentation repose sur des capteurs durables, des centrales d'acquisitions bien dimensionnées et des données lisibles et exploitables.

Ce chapitre intègre des capteurs commercialisés depuis plusieurs années et d'autres qui sont en cours de développement (Tableau 6/1).

Des recommandations existent [52] et des chantiers ont été réalisés (Tableau 6/2), ce qui pourra démontrer l'utilité de l'instrumentation en corrosion et accélérer leur prescription.

1 _ Capteurs

Les capteurs peuvent être implantés, localement, en surface ou noyés dans le béton. Ils permettent de suivre différentes grandeurs : la résistance électrique du béton, le potentiel, la tension et le courant des armatures. En complément, des mesures de température et d'hygrométrie à l'intérieur du béton (capteur noyé ou rapporté) et de l'environnement extérieur (station météo par ex) sont nécessaires. Certains capteurs mesurent une seule grandeur tandis que d'autres en intègrent plusieurs y compris sur des profondeurs de béton différentes comme décrit dans le Tableau 6/1.

» ***Note 6/2 :*** *Dans la suite de ce chapitre quelques exemples de capteurs sont présentés (il ne s'agit pas de faire un état de l'art sur l'ensemble des capteurs disponibles, ni de les promouvoir, ni de donner un avis de performance).*

1.1 _ Electrode de référence

Le potentiel des armatures est mesuré à l'aide d'une électrode de référence noyée dans le béton de type Mn/MnO_2, NaOH 0,5M (+434 mV/ENH à 25°C) ou Ag/AgCl, KCl 0,5M (+250 mV/ENH à 25°C) (Photo 6/1). Ces électrodes (ERE 20, Force Technology) sont utilisées depuis plus de 20 ans dans le domaine de la réparation des ouvrages en béton armé par protection cathodique.



Photo 6/1 : Exemple d'électrode de référence ERE20 (Mn/MnO_2) (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

1.2 _ Témoin métallique

Les objectifs de l'utilisation d'un témoin métallique (TM) sont de refléter le comportement du premier lit d'armature pour le suivi dans le temps (Figure 6/1). Pour cela il faut :

- Positionner un TM (de même nature que celui des armatures et de surface connue) dans l'enrobage du béton dans la limite du premier lit d'acier
- Associer une électrode de référence permanente au plus près du TM pour réaliser la mesure du potentiel naturel
- Mesurer le courant sur le TM (sens et intensité). La densité de courant de corrosion peut ensuite être calculée car la surface métallique est connue, typiquement de l'ordre de quelques cm^2

Tableau 6/1 : Quelques capteurs noyés dans le béton et les grandeurs mesurées

Capteur	Grandeurs mesurées					Commentaires	Surveille la pénétration des agents agressifs	Surveille la corrosion
Electrode de référence	Potentiel de l'armature					Une seule profondeur		
Témoin métallique connecté à une armature	Potentiel du témoin connecté au ferraillage			Courant		Une seule profondeur		X
Multi Ring Electrode MRE© (Sensortec)		Résistance et résistivité entre 2 anneaux			Température	Plusieurs profondeurs	X	X
Anode Ladder AL© (Sensortec)		Résistance entre deux barreaux cnsécutifs	Tension et courant entre un barreau (Ai) de l'échelle et la cathode inerte	Tension et courant entre le treillis et la cathode inerte	Température	Plusieurs profondeurs	X	X
CorroWatch (Force Technology)		Résistance entre deux anodes	Tension et courant entre anode (Ai) et la cathode inerte	Tension et courant entre le treillis et la cathode inerte	Température	Plusieurs profondeurs	X	X

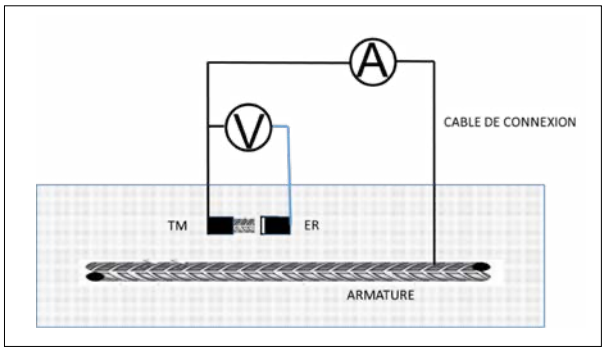


Figure 6/1 : Schéma d'utilisation d'un témoin métallique

1.3 _ Résistance électrique du béton

Le capteur multiring electrode (MRE©) de Sensortec, associé à une centrale d'acquisition, permet de mesurer la résistance électrique du béton en fonction de la profondeur du béton (entre 5-10 et 35-40 mm (par pas de 5 mm)) et en fonction du temps (Figure 6/2). Une sonde de température est intégrée dans le capteur MRE©. La résistance électrique mesurée (R en ohm) peut être transformée en résistivité (ρ en ohm.m) en multipliant par la constante géométrique de la cellule K=0,10 m) (Équation 6/1).

Équation 6/1

$$\rho = R.K$$

La résistance électrique du béton est très fortement influencée par les formulations du béton (nature du liant, rapport eau/ciment) mais également par l'environnement avec notamment le changement de la teneur en eau (cycles, précipitations) et en ions (ions chlorure par ex.).

Le capteur MRE© permet d'appréhender non seulement les états hydriques mais également les fronts de pénétration des ions chlorure (diminution de la résistance électrique) et les fronts de carbonatation (augmentation de la résistance électrique) en fonction du temps (Figure 6/3). De plus, il permet de comparer le comportement de formulations de bétons différentes à un même temps donné (Figure 6/4).

1.4 _ Capteurs multi-mesures

1.4.1 _ Anode Ladder©

Le capteur Anode Ladder© (Sensortec) est noyé dans le béton de l'ouvrage (Figure 6/5) [55-57]. Il est semblable à une échelle avec 6 barreaux appelées anodes (Ai) placées à différentes profondeurs dans le béton en fonction de l'angle d'inclinaison de l'échelle. L'armature qui est surveillée est positionnée ou encadrée par une ou des anodes de l'échelle positionnées à la même profondeur qu'elle. Le capteur comporte également une cathode inerte (C) pour réaliser les mesures de tensions et de courant. Enfin une connexion est reliée au ferraillage (RC). L'anode Ladder comporte également un capteur de température.

L'Anode ladder permet de mesurer différentes grandeurs (Figure 6/5a) :

- la température à l'intérieur du béton
- la résistance entre deux anodes consécutives Ai et Ai+1
- la tension et le courant entre l'anode Ai et la cathode (C)
- la tension et le courant entre la connexion au ferraillage (RC) et la cathode (C)

Le courant galvanique(1) entre les barreaux de l'échelle (anodes) et la cathode inerte permet de déterminer le moment d'apparition de la corrosion à une profondeur donnée et d'alerter du risque de corrosion du ferraillage surveillé (Figure 6/5a/5b et Figure 6/6).

(1) Le courant galvanique n'est pas identique à un courant de corrosion.

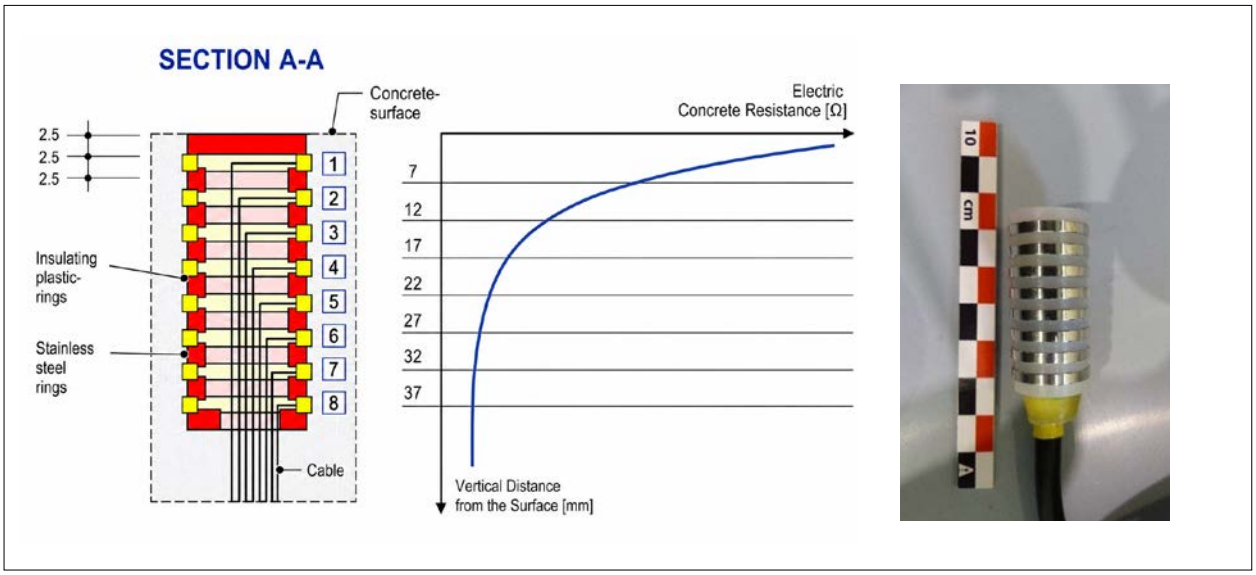


Figure 6/2 : Description du capteur Multi Ring Electrode© (Sensortec) et photo du capteur (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

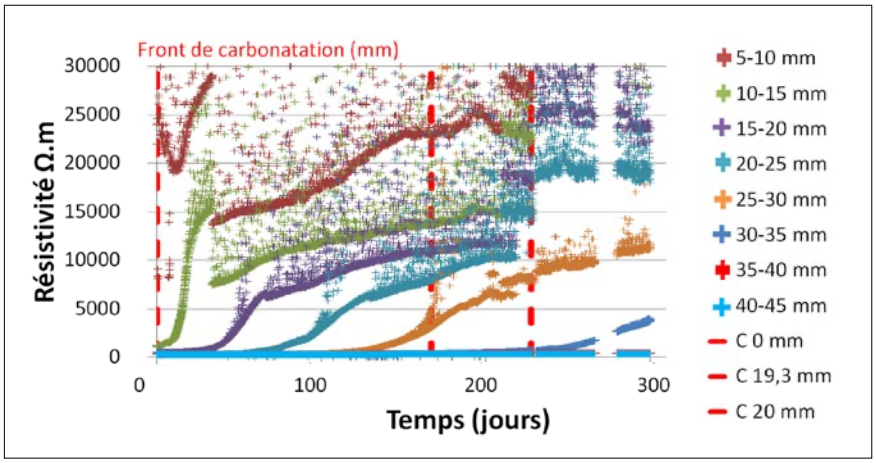


Figure 6/3 : Juxtaposition des mesures en continu de la résistivité du capteur MRE© selon la profondeur de béton et de la progression du front de carbonatation déterminée au laboratoire à des temps donnés (pointillés rouges (0mm à 0 jours, 19,3 mm à 167 jours et 20 mm à 228 jours) d'après [53]

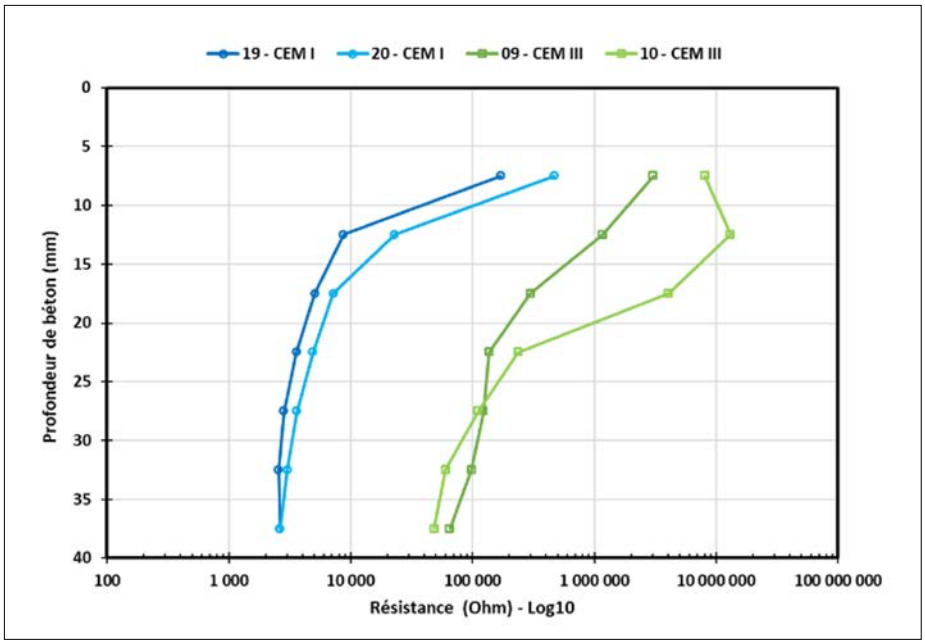


Figure 6/4 : Comparaison, à une date donnée, des profils de résistance (obtenus à l'aide du capteur MRE©) suivant la profondeur dVe béton en fonction de la formulation de béton (CEM I Portland et CEM III avec laitiers) d'après [54]

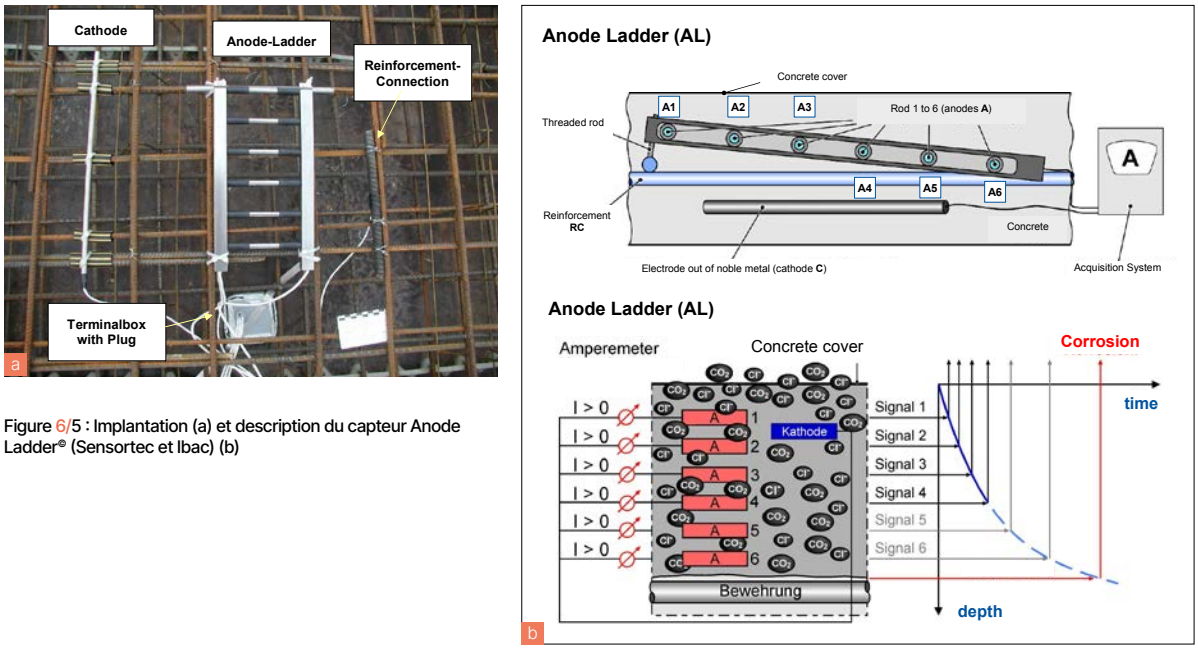


Figure 6/5 : Implantation (a) et description du capteur Anode Ladder© (Sensortec et Ibac) (b)

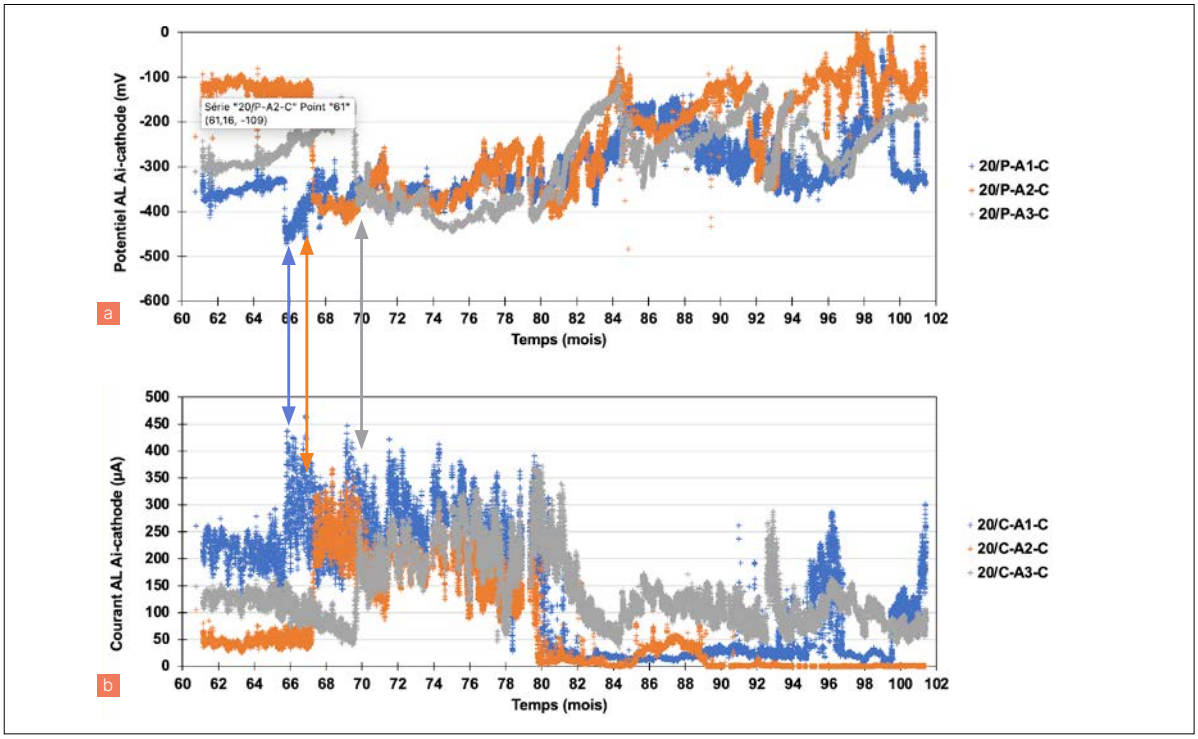


Figure 6/6 : Alertes temporelles en potentiel (a) et en courant (b) en fonction du positionnement des anodes dans la profondeur dans le béton et du temps (A1 : 10 mm et 66 mois ; A2 : 17 mm et 67 mois ; A3 : 24 mm et 70 mois) (V. Bouteiller, Université Gustave Eiffel)

1.4.2 _ CorroWatch©

Le capteur CorroWatch© (Force Technology) est noyé dans le béton. Il comporte 4 anodes à différentes profondeurs dans le béton, une cathode et une connexion au ferraillage. Il permet de mesurer des résistances entre anodes, des tensions et des courants. Il permet donc de déterminer le moment d'apparition de la corrosion à une profondeur donnée et d'alerter du risque de corrosion du ferraillage surveillé (Figure 6/7a). Il comporte également une sonde de température interne.

Associé à une électrode de référence (ERE20), le capteur mesure des potentiels qui permettent d'informer sur l'arrivée des agents agressifs. Pour les constructions existantes des capteurs tels que CorroRisk© (Force Technology) sont proposés (Figure 6/7b).

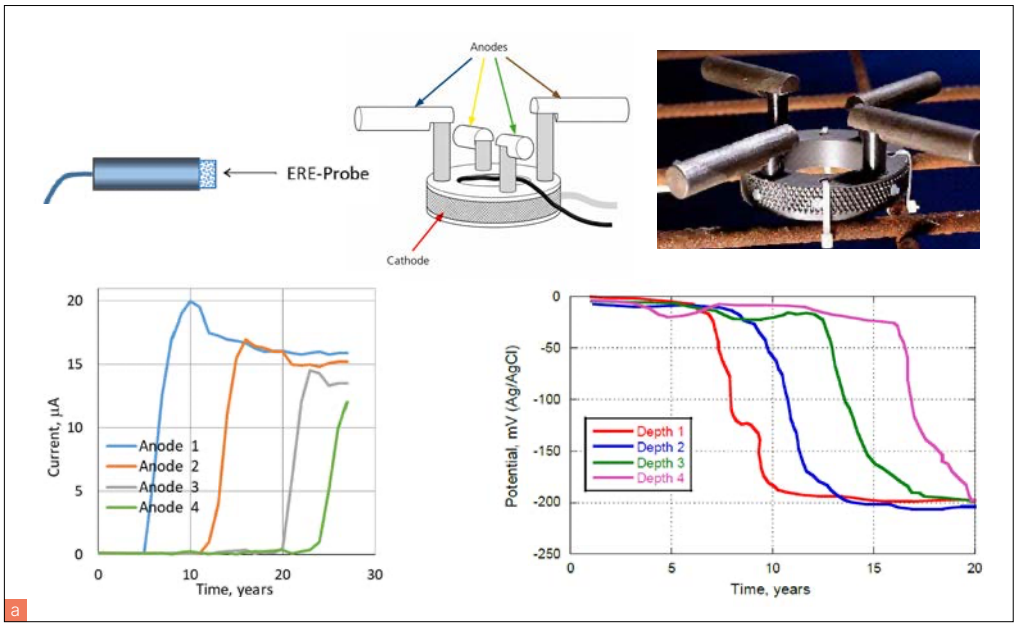




Figure 6/7 : Description du capteur CorroWatch® (a- pour construction neuve) et CorroRisk® (b- pour construction existante) (Force Technology, Internet)

2 _ Retours d'expériences

Quelques constructions en béton armé en France ont été instrumentées avec des capteurs pour assurer une surveillance continue dans le temps (Tableau 6/2).

Tableau 6/2 : Exemples de constructions en béton armé instrumentées pour le suivi de la corrosion

Construction	Contexte d'implantation	Grandeurs mesurées	Instrumentation réalisée par	Références
Viaduc de Volesvres	Conception	• Potentiel • Résistance électrique • Macro-cellule galvanique • Température	Cerema et LNEC (Portugal)	[58]
Palais d'Iéna	Réparation	• Température et humidité relative • Potentiel • Résistance • Courant de corrosion • Effacement thermique de lames orphelines	LRMH + SenseCor (Espagne) LRMH + Bouygues (France)	[59]
Villa E1027	Diagnostic		LRMH + SenseCor (Espagne)	[60]

3 _ Précautions

Les résultats de la surveillance en continu nécessitent en général un minimum de 12 mois d'acquisition pour appréhender les valeurs extrêmes (min et max) des grandeurs mesurées, les conditions externes (température, humidité relative, etc.) et le bon fonctionnement du système d'acquisition et d'exploitation. l est indispensable d'utiliser une station météo à proximité des structures instrumentées pour corréler les résultats des capteurs noyés aux conditions climatiques. Si le but recherché est de déterminer la pénétration des agents agressifs, 5 à 10 années sont un bon ordre de grandeur pour obtenir des informations. Si le but est de suivre l'évolution de la corrosion, la durée nécessaire de la surveillance sera plutôt de 10 à 30 ans.

L'efficacité de l'instrumentation en continu nécessite une surveillance humaine ou automatisée (alertes) régulière des mesures, du matériel, des acquisitions et des interprétations.

S'il est plus facile d'instrumenter une structure lors de sa conception, l'instrumentation de structures existantes est possible. Elle nécessite un diagnostic de corrosion préliminaire afin de définir la localisation des capteurs à implanter et un état de corrosion "à l'instant t" auquel les mesures ultérieures se réfèreront.

Les limites de la surveillance en continu par instrumentation sont également liées :

- Aux environnements (durée de vie de capteurs en conditions sévères peu connue (ex. zone de marnage, environnement industriel,...))
- Aux matériels (vieillissement des capteurs)
- À la maintenance du système, du support technique (pérennité de l'informatique et des fichiers)
- À l'exploitation des mesures (dérive, biais)
- À l'expertise des personnels (pour les étapes de dimensionnement, de présentation des résultats et de leur interprétation)

4 _ Perspectives

Les grandeurs mesurées par l'instrumentation pour surveiller la corrosion du béton armé à l'aide de capteurs noyés peuvent :

- Nourrir les modèles de pénétration des agents agressifs
- Indiquer l'évolution de la corrosion et déterminer les frontières entre les phases de la Figure 2/1
- Aider à la prédiction de la durée de vie et
- Permettre de planifier des maintenances/réparations d'une structure ou d'un patrimoine

7 L'évaluation de la capacité portante à partir des données du diagnostic de corrosion

Emmanuel FERRIER, Université de Lyon
Raoul FRANCOIS, INSA Toulouse
Bruno GODART, Université Gustave Eiffel
Jean-Michel LACOMBE, Cerema

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c007
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

1 _ Les référentiels

L'évaluation de la capacité portante d'un ouvrage corrodé s'inscrit dans le contexte plus général des évaluations structurales d'ouvrages existants.

À la date de rédaction du présent guide, ce contexte est en pleine évolution. Les principaux documents existants ou en cours de rédaction, relatifs à ce sujet et complémentaires au présent guide sont les suivants.

1.1 _ Normes

1.1.1 _ La norme ISO 13822

La norme ISO 13822 "Bases du calcul des constructions — Évaluation des constructions existantes" donne des principes généraux pour l'évaluation des structures existantes. Il en est de même pour la norme Eurocode 1 (NF EN 1991).

1.1.1.1 _ Les Eurocodes pour ouvrages à construire

Les Eurocodes en vigueur à la date de publication du présent document ne s'appliquent qu'aux ouvrages à construire et ne sont donc pas directement applicables au cas des ouvrages existants. Cependant un « nouvel Eurocode » relatif à l'évaluation et la réparation des structures existantes est en cours d'élaboration.

C'est ainsi que le futur Eurocode 1990-2 sera divisé en deux parties : une première partie relative aux considérations générales et aux ouvrages neufs et une seconde partie consacrée aux spécificités des ouvrages existants (futur EN 1990-2 Eurocode – Bases de l'évaluation et de la rénovation des structures existantes - Règles générales et actions).

Dès à présent, le TS (Spécification Technique, dernière étape avant la norme définitive) de cette nouvelle partie de l'Eurocode 1990-2 qui a été adopté en 2020 peut être utilisé.

1.1.1.2 _ L'annexe I de l'Eurocode 2

En complément à cet Eurocode 0-2, des parties d'Eurocodes dédiées aux ouvrages existants sont en cours de rédaction et seront annexées aux différents Eurocodes orientés matériaux (EC2, etc.).

En particulier, la future annexe I du futur Eurocode 2 (Evaluation des structures existantes) déclinera les principes généraux définis dans l'Eurocode 0-2 au cas des structures en béton. Elle évoquera le cas des ouvrages présentant de la corrosion d'armatures.

1.1.2 _ Autres documents

- La note d'information n°35 du Sétra "Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants" de mai 2012 [61] et le guide Cerema "Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art" de 2016 [62] et ses annexes téléchargeables.
- En attendant la publication de normes spécifiques aux ouvrages existants, ces deux documents recommandent pour les structures existantes d'utiliser autant que possible les Eurocodes pour ouvrages neufs, mais en les adaptant de façon pertinente. Notamment pour tenir compte de la meilleure connaissance que l'on peut avoir d'une structure par des investigations.
- Maintenance et réparation des ponts 1997 – Presse de l'Ecole des Ponts et Chaussées) [63]. Ce livre, rédigé sous la direction de Jean-Armand Calgaro et de Roger Lacroix, donne des indications sur le calcul des structures existantes.
- BRIME – Gestion des ponts en Europe (2005 – IFSTTAR) [12]. Ce rapport de synthèse du Projet Européen « BRIdge Management in Europe » [1] qui a donné lieu à la production de 14 livrables, comprend un chapitre 4 qui traite de l'évaluation de la capacité portante d'une structure basée sur cinq niveaux d'évaluation de complexité croissante.
- La corrosion et ses conséquences sur les ouvrages en béton armé [64]. Ce livre rédigé par Raoul François et al. est un guide indispensable pour les ingénieurs, les scientifiques et les chercheurs, explorant les aspects fondamentaux de la corrosion dans le béton armé. Son originalité réside dans le couplage entre la corrosion des armatures du béton armé et son comportement mécanique. L'ouvrage décrit les fondements théoriques spécifiques de la corrosion de l'acier dans le béton et ses interactions avec les aspects structuraux, y compris la fissuration de service et les défauts de mise en place du béton.

Le cas échéant, la consultation des règlements en vigueur lors de la construction d'ouvrage anciens peut donner des indications sur les choix de dimensionnement et les dispositions constructives revenues

2 _ Initiation de l'évaluation structurale d'une structure corrodée

2.1 _ Le contexte législatif

Il n'existe pas en France de texte imposant de recalculer un ouvrage existant. Néanmoins, pour les ouvrages d'art, le fascicule 0 de l'ITSEOA [6] mentionne dans son chapitre 2, parmi les exploitations des actions de surveillance, traitement de l'information : "l'évaluation de la sécurité offerte par l'ouvrage, si nécessaire à partir de calculs structuraux, et la définition du programme d'investigations complémentaires pour aboutir au diagnostic (auscultations, recalculs, calculs spécifiques, etc."

De même, le TS du futur Eurocode 1990-2-2 (XP CEN/TS 17440), n'impose rien pour le lancement d'une évaluation structurale et renvoie pour une telle décision à "l'autorité compétente" ou pour un projet spécifique "aux parties concernées". Il liste, à titre indicatif, des circonstances reproduites ci-dessous pouvant conduire à une évaluation structurale :

- Un changement prévu d'utilisation ou une prolongation de la durée d'utilisation prévue de l'ouvrage
- Des changements apportés au système structural (par exemple, rénovation, modifications, agrandissement de la structure)
- Un changement de charges

- Une évaluation programmée dans le cadre d'un programme de gestion d'actifs
- Une détérioration structurale due à des actions s'inscrivant dans le temps (par exemple corrosion, fatigue)
- Des dommages structuraux causés par des événements accidentels, des événements sismiques, des surcharges ; ou induits par d'autres changements de conditions (par exemple, des tassements)
- Des défauts résultant d'erreurs précédemment non détectées lors du calcul ou de la construction
- Le recalcul de la structure suite à une corrosion avérée découverte lors d'une action de surveillance organisée ou bien lors d'une action de requalification de la structure (changement de destination, pose d'écran anti- bruit, charge supplémentaire…) est donc clairement nécessaire :
  - Lors de la reconstitution du parement afin de savoir s'il est nécessaire de remplacer des aciers
  - Avant de procéder à une réparation structurale (recalcul à l'état provisoire)
  - Avant de procéder à un renforcement (cas de l'augmentation de chargement)

2.2 _ Le déclenchement de l'évaluation structurale d'une structure corrodée

Il est assez rare que l'on procède à une évaluation structurale sur la vue de quelques armatures apparentes et d'éclats de béton. L'évaluation d'une structure corrodée se déclenche généralement quand il y a une présence d'armatures significativement corrodées et que l'on se pose la question de l'atteinte d'un état limite de service, de durabilité, voire ultime. Il faut en effet que l'on ait au minimum un doute sur la capacité portante de la structure (Photos 7/1 à 7/3). Cela peut conduire à la mise en place de mesures d'urgence pour protéger les usages et l'ouvrage. En effet, une corrosion excessive des armatures, si elle n'est pas prise à temps, peut conduire à un effondrement de la structure ou d'un de ses éléments. Dans certains cas, pour des raisons de négligence, de sous-estimation de l'ampleur des désordres, de désordres cachés, etc., rien n'est réalisé (ou entrepris), de facto, en termes d'entretien spécialisé ou de réparation, cela peut conduire à des situations de ruine qui amènent à des recherches de responsabilités.

» ***Note 7/1 :*** *Dans certains cas, pour des parties de structures en milieu maritime et aspergées par l'eau de mer, la corrosion des armatures peut se produire par un délavage régulier des produits de corrosion qui provoquent la dissolution des aciers sans signe extérieur d'éclatement.*

La corrosion des armatures peut également devoir être prise en compte dans le cas d'une évaluation déclenchée pour d'autres raisons, comme la modification des conditions d'utilisation, la détérioration due à des événements accidentels, etc. (Photos 7/1 à 7/3).


7/1


7/2


7/3

Photo 7/1 : Exemple de perte de section localisée (E. Ferrier, Université Lyon 1)

Photo 7/2 : Risque d'effondrement en lien avec une corrosion d'effort tranchant (E. Ferrier, Université Lyon 1)

Photo 7/3 : Exemple de corrosion constatée pouvant conduire à une évaluation structurale (E. Ferrier, Université Lyon 1)

Dans chaque cas, le calcul permet de définir une limite de perte de section qui reste acceptable au sens réglementaire, ceci conduisant à une meilleure appréhension des charges acceptables ou du risque d'effondrement. Le recalcul permet alors de fixer la limite en tonnage imposée pour le passage sur l'ouvrage. Il est cependant rappelé qu'il est souhaitable de réparer le plus tôt possible les désordres constatés afin de bloquer l'évolution de la corrosion.

3 _ Les objectifs d'un recalcul d'ouvrage

Il est important d'identifier l'origine de la corrosion et sa cinétique pour envisager de pouvoir estimer la perte de section[1]) à l'instant t mais aussi éventuellement son évolution. D'une façon globale, la corrosion des armatures conduit à une perte de section et donc à une perte de capacité portante et à une perte de ductilité. La corrosion s'accompagne également d'une perte d'adhérence à l'interface acier/béton et une fissuration autour de l'armature. Cette perte d'adhérence n'est pas quantifiable sur un ouvrage existant mais a été mise en évidence par des travaux de recherche en laboratoire. Il existe également une forme de corrosion par piqûres, mais celle-ci est quasiment impossible à prendre en compte dans un recalcul ; ceci dit, la prolifération des piqûres lors du développement de la corrosion finit généralement par évoluer vers une corrosion de type généralisée comme on peut l'observer sur des structures maritimes ; on devient alors capable de modéliser cette forme de corrosion par le calcul.

L'objectif d'un recalcul doit permettre d'évaluer par le calcul et sur la base du diagnostic, l'état de la structure au regard de son niveau de performance (Figure 7/1) au moment du diagnostic (point A), eu égard à un état limite de durabilité, un état limite de service ou un état limite ultime. La finalité est d'estimer le niveau de sécurité résiduel de l'ouvrage (point B) et de pouvoir évaluer la performance structurelle au regard du risque de rupture (point C).

Cette finalité dépend de chaque utilisation de la structure et du contexte environnemental dans lequel elle se situe ; le recalcul peut donc s'appuyer sur des hypothèses différentes selon les cas étudiés, d'où la difficulté de formuler des règles précises et applicables à tous les cas.

À la différence du calcul d'un ouvrage neuf où le bureau d'études est apte à choisir les hypothèses de son calcul, le recalcul d'un ouvrage existant corrodé nécessite souvent une analyse croisée entre un expert en corrosion et un expert en calcul.

De plus, le choix des sections de la structure où sont vérifiées les contraintes est facilité par l'expérience du fonctionnement mécanique des structures (par ex. section sur pile en moment négatif et section en milieu de travée en moment positif) alors que pour des structures corrodées, on peut être amené à faire des vérifications de contraintes dans d'autres sections choisies en fonction de la localisation des désordres de corrosion et d'une éventuelle redistribution des efforts (Figure 7/2). L'aspect dégradé de l'ouvrage complexifie le calcul par une augmentation des sections critiques à vérifier, voire à intégrer au niveau du modèle des sections dégradées pour tenir compte des redistributions d'efforts. L'analyse de la localisation des sections critiques ou plus généralement des éléments critiques de la structure vis-à-vis de la corrosion est primordiale. La fonction structurelle de l'armature (cadre d'effort tranchant, armature longitudinale notamment les armatures de chapeau, etc.) est également un paramètre essentiel à considérer. Par exemple, une armature de cadre d'effort tranchant garantit à la structure une rupture non-fragile par cisaillement, sa corrosion doit être prise en compte avec attention.

Un effet majeur de la corrosion est la réduction de la ductilité des armatures, ce qui remet en cause la capacité de redistribution des efforts par plastification des aciers ainsi que la formation de rotules plastiques en cas d'actions sismiques.

La condition de non-fragilité des structures en béton basée sur un pourcentage minimum de section d'acier et un allongement minimal à rupture, peut être rapidement non vérifiée à cause de la corrosion des armatures.

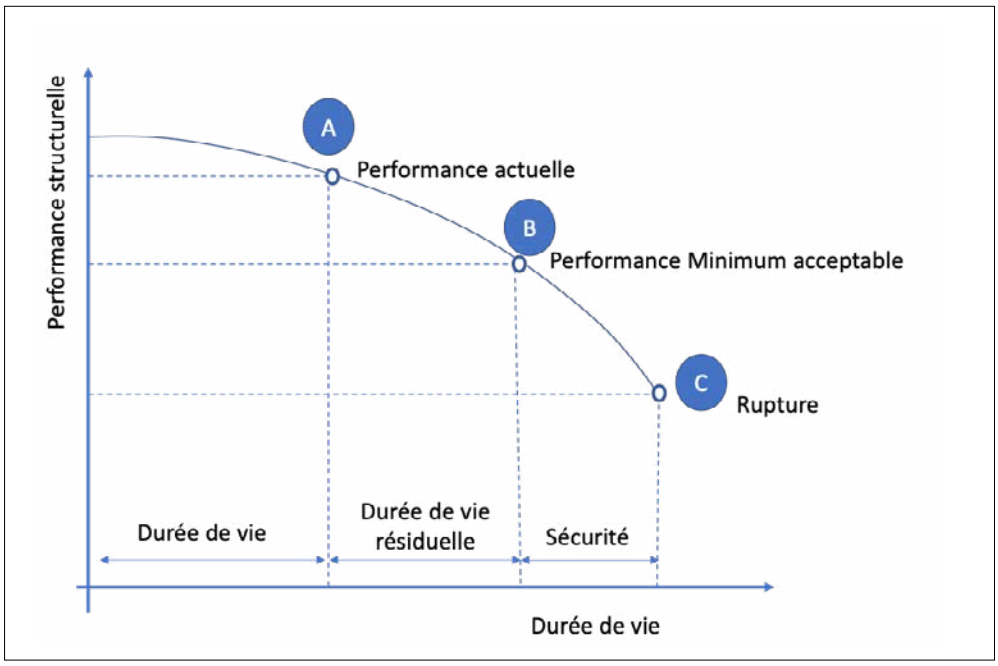


Figure 7/1 : Evolution de la performance d'une structure corrodée

(1) En mécanique, on parle de perte de section ; en corrosion on parle de perte de diamètre de l'armature en acier.

Le fonctionnement des sections peut être amené à évoluer au fil du temps avec la dégradation des matériaux (notamment par corrosion des aciers) ou par l'occurrence de sollicitations exceptionnelles (exploitation, incidents, phénomènes climatiques, etc.) entraînant des dégradations locales non réversibles (fissuration de section, dégradation de l'interface acier-béton, plastification des aciers) qui peuvent être, dans des structures hyperstatiques, à l'origine de redistribution d'efforts. Dans ces conditions, la question du choix du type d'analyse structurale, habituellement élastique-linéaire, peut se poser. Il convient d'être plus vigilant pour les structures isostatiques corrodées, et notamment pour les corbeaux des joints cantilevers qui sont souvent des zones propices à la corrosion et quasi impossibles à ausculter.

3.1 _ Les données d'entrée du calcul et les investigations associées

Dans le cadre d'un calcul d'ouvrage existant, que ce soit un calcul d'évaluation ou un calcul de renforcement/réparation, il est impératif d'améliorer la connaissance de la structure par des investigations qui permettent de préciser ou de compléter les données d'entrée déjà présentes dans le dossier d'ouvrage. Le volume de ces investigations est à apprécier au cas par cas, en fonction notamment de la plus-value qu'elles amènent, de leurs coûts, de la gêne à l'exploitation et des endommagements de la structure dans le cas de méthodes destructives. Dans le cas particulier du calcul d'une structure en béton présentant des armatures corrodées, les principales investigations pertinentes sont listées ci-après et leurs utilisations pragmatiques dans le cadre du calcul sont indiquées.

3.1.1 _ Positions et diamètres des aciers

Les méthodes décrites au §4.4 permettent de détecter des armatures parallèles aux parois et de confirmer leur position et leur diamètre par un dégagement local de l'armature. Ces investigations sont utiles au calculateur pour confirmer ou préciser les données des plans de ferraillage (tels que construits) lorsqu'ils existent, mais sont dans les faits insuffisantes en l'absence de données dans le dossier d'ouvrage pour reconstituer l'ensemble d'un plan de ferraillage, notamment dans le cas de plusieurs lits d'aciers superposés. Dans ce dernier cas, si d'autres techniques comme le dégagement de béton pour voir les aciers ou la radiographie ne permettent pas d'apporter d'informations complémentaires, le calculateur est donc amené à faire des hypothèses sur le plan de ferraillage supposé de la structure en se basant sur les données expérimentales : il peut au besoin faire une hypothèse basse et une hypothèse haute sur la constitution du ferraillage (Figure 7/3).

» ***Note 7/2 :*** *le parallèle entre investigations et plans pour le recalcul est souvent un point de discussion/d'échanges entre laboratoire et bureau d'études. Encore plus sans plan et on constate parfois des décalages importants entre ce qui est estimé par investigation et la réalité.*

Il est également important de prendre en compte l'année de construction de l'ouvrage. En effet, au début du béton armé (années 1890 à 1920), il existait une grande variété de dispositions de ferraillage et de type d'armatures, selon les brevets utilisés. Il était ainsi courant à cette époque d'utiliser des étriers en forme de plats, ou d'utiliser des armatures de section carrée. Il était aussi courant à cette époque et jusqu'en 1940, d'utiliser uniquement des épingles pour relier les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs d'une poutre et de ne pas utiliser de cadres, ce qui pouvait amener à la remontée de fissures verticales au cœur de l'âme de la poutre, en cas de forte corrosion des aciers inférieurs. Le renforcement des parties comprimées (pieux, poteaux, arcs, etc.) pouvait être effectué à l'aide de frettes hélicoïdales (béton fretté Considère). De même au début du béton armé, les règles d'enrobage n'existaient pas ; la coutume était de prendre 2 cm pour l'enrobage, mais cette valeur était variable et n'a fait qu'augmenter au fur et à mesure de l'évolution des règlements.

Enfin, une parfaite connaissance du comportement mécanique des structures en béton armé est nécessaire pour identifier sur une structure des zones critiques à inspecter au regard de la corrosion (moment sur appuis et moment en travée Figure 7/4).

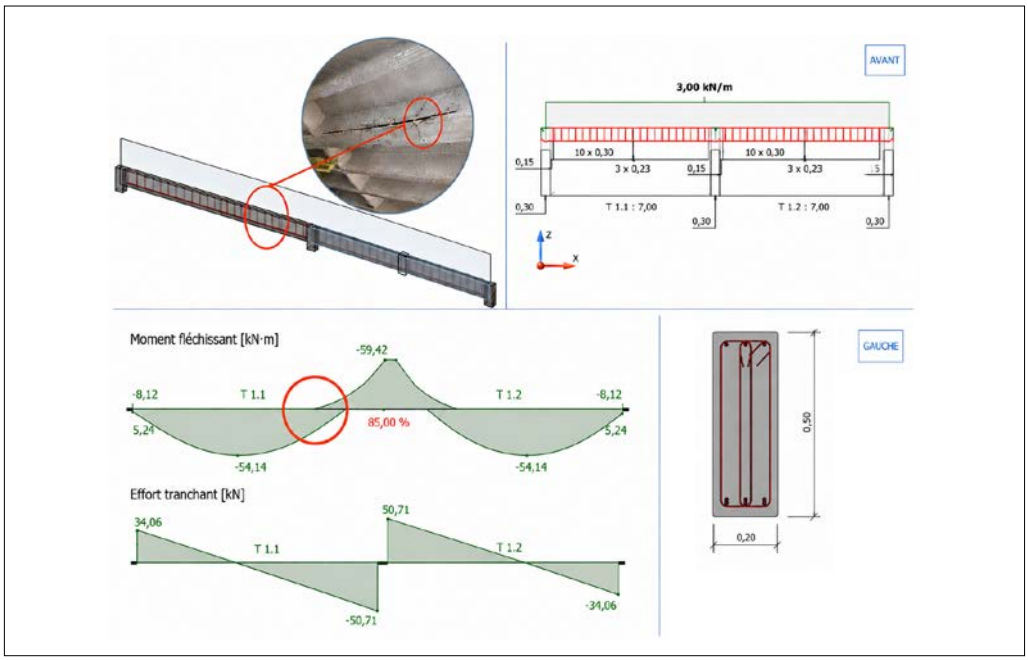


Figure 7/2 : Exemple d'une redistribution des sollicitations dans le cas d'une corrosion d'armature de poutre continue

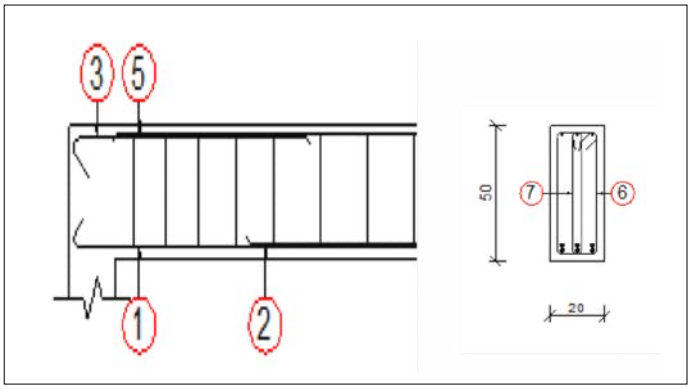


Figure 7/3 : Exemple de plan de ferraillage difficilement reconstituable par investigation (étriers 7 par exemple)

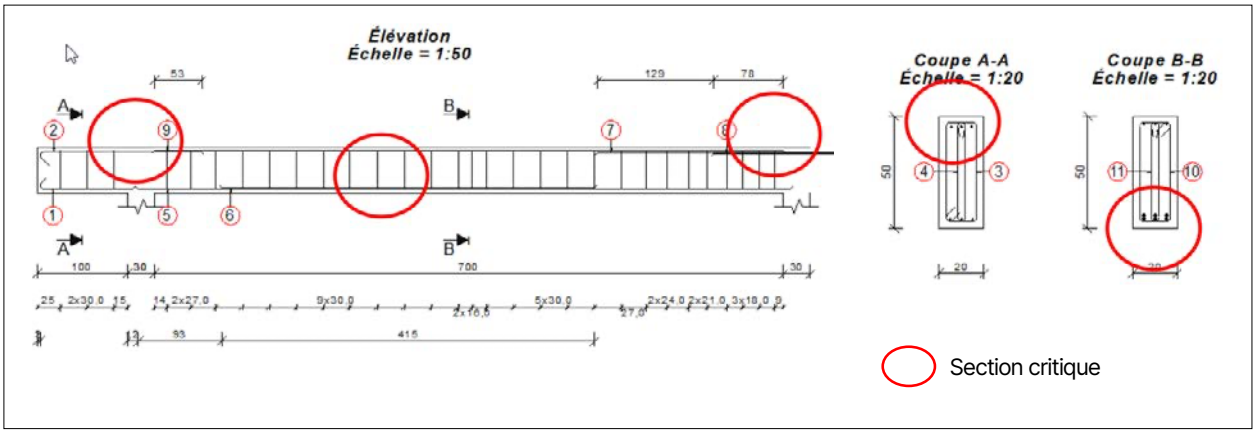


Figure 7/4 : Exemple de plan de ferraillage comportant des zones critiques vis-à-vis de la corrosion des aciers longitudinaux

3.1.2 _ Section résiduelle des aciers

La connaissance des sections résiduelles d'armature corrodées est également une donnée d'entrée importante pour le calculateur.

Les sondages destructifs de reconnaissance (§4.4) ou les prélèvements d'échantillons d'acier pour étude en laboratoire (§4.9) permettent d'apprécier très localement les pertes de section d'armature dues à la corrosion.

Cette valeur doit être utilisée avec précaution dans les calculs de justification de section, compte tenu de la dispersion spatiale importante pouvant exister en matière de corrosion entre les aciers d'une même section, et de l'incertitude sur la représentativité de l'échantillonnage. Elle permet d'évaluer la performance actuelle de la structure au regard de la performance minimum acceptable de la structure.

3.1.3 _ Section résiduelle future des aciers

Si la section résiduelle des aciers est déjà difficile à évaluer, il est encore plus difficile d'en prévoir son évolution. Il serait théoriquement possible d'effectuer des justifications sur la base d'une évolution de la perte de section constatée, à partir d'une modélisation des phénomènes de corrosion. Par exemple Andrade C. [65] propose de retenir 4 cinématiques de corrosions (élevée 100 µm/an - modérée 10 µm/an - faible 5 µm/an -négligeable 1 µm/an) et de calculer le diamètre résiduel en fonction de l'hypothèse retenue (Figure 7/5). Le calcul de la section d'acier résiduelle permet ensuite de faire un re-calcul d'ouvrage à plusieurs échéances.

Dans les faits, cette approche est peu utilisée car le phénomène d'évolution de la corrosion en fonction du temps n'a pas donné lieu à des résultats d'essais et des modélisations consensuelles (difficultés à déterminer Vcorr, pas ou peu de données sur l'évolution de la corrosion, etc.). Les sections pathologiques évaluées sont en général réparées par reconstitution du béton éventuellement complétée par la mise en œuvre de revêtements de protection (normes NF P95-101, NF P95-102-1 et NF P95-103, FD P95-100 guide d'aide à l'utilisation de la série de normes). Il peut être dangereux d'effectuer une projection pour estimer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage.

De plus, cette approche considère que la variation de diamètre est linéairement dépendante du temps. Or, il a été démontré par de nombreux auteurs que ce n'est pas le cas ; il est même fréquent qu'une accélération de la corrosion puisse se produire à un stade avancé de celle-ci.

Le problème majeur de cette approche est qu'elle est basée sur un taux de corrosion « moyen » déterminé sur l'ensemble des armatures, y compris celle qui ne se corrode pas.

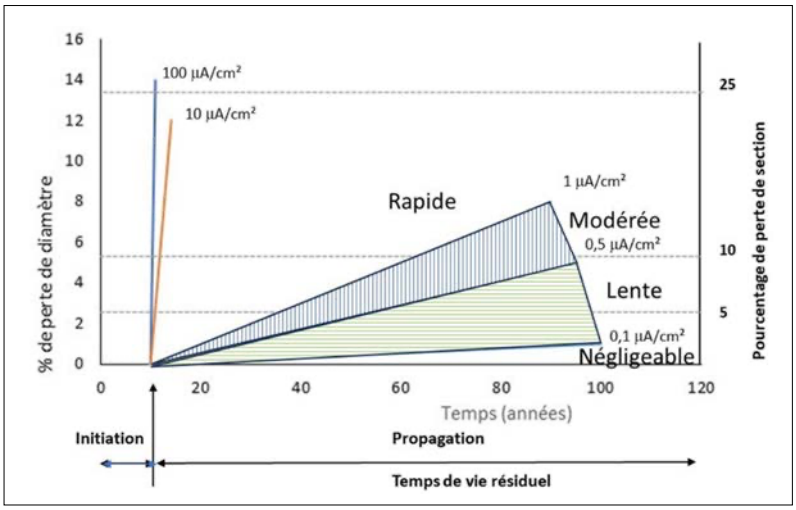


Figure 7/5 : Exemples de modèles de perte de section par corrosion en fonction du temps pour un diamètre 20 mm

Tableau 7/1 : Extrait de l'annexe 2 du guide FABEM 1 du STRRES [66]

Périodes	Références	Dénomination	Limite d'élasticité (MPa)	Limite de rupture (fyk) (MPa)	Allongement à rupture (%)
De 1908 à 1958	Article 30 du cahier des charges générales de 1913 modifié à diverses reprises	Ronds lisse AC 42	240	420 à 500	25
		AC54	360	540 à 640	18
De 1958 à 1965	Aciers doux	Ronds lisses Adx	240	330 à 500	
		AC 42	240	420 à 500	25
	Aciers durs	Aciers durs AC55	320	550 à 650	>16
		Ac65	360	650 à 950	12
		AC75	400	>750	6
	Cahier des charges du 8 avril 1958	Armature HA en acier doux écroui	500	580	21
	Fiches homologation des aciers à haute adhérence des règles BA60	Acier Tor (T) soudable avec précaution	420 si Ø < 20mm 400 si Ø >25 mm	500	14

3.1.4 _ Caractéristiques mécaniques des aciers non corrodés

La détermination des caractéristiques mécaniques des armatures est une donnée importante pour le calculateur notamment en l'absence d'information dans le dossier d'ouvrage. Les résultats des investigations effectuées sur un nombre réduit d'armatures non corrodées prélevées in-situ, recalés avec les valeurs des tableaux de synthèse des armatures couramment utilisées pour l'époque de construction permet de déterminer des valeurs considérées comme caractéristiques pour la limite d'élasticité, la limite de rupture et l'allongement à rupture.

Ces tableaux de synthèse (Tableau 7/1) sont donnés dans l'annexe 2 du guide FABEM 1 du STRRES [66] ou dans l'annexe électronique A6 du guide du Cerema "Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art" [62].

L'attention est attirée sur le fait que les ouvrages construits pendant la période 1940/1950, période de pénurie de matériaux de construction, peuvent comporter des armatures atypiques non évoquées dans les tableaux de synthèse.

3.1.5 _ Caractéristiques mécaniques des aciers corrodés

3.1.5.1 _ Limites d'élasticité et de rupture

Les résultats des investigations effectuées sur un nombre réduit d'armatures corrodées prélevées in-situ, doivent être utilisés avec précaution compte tenu de la faible représentativité de l'échantillonnage pour définir la limite d'élasticité et la limite de rupture. La loi de comportement de l'acier corrodé dépendra également du type de corrosion (uniforme, par piqûre, etc.) (Figure 7/6) [67].

3.1.5.2 _ Allongement à rupture

En ce qui concerne l'allongement à rupture, qui peut être sensiblement diminué et qui dépend fortement du degré de corrosion de l'échantillon, le guide du Cerema "Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art" [62] recommande de négliger le palier plastique dans les calculs d'équilibre de section corrodées. En effet, Zhu et al. [67] ont montré que la diminution de l'allongement à rupture intervient dès le début de perte de section. Au-delà de 30 %

de perte de section, il n'y a plus de palier plastique quelle que soit la nature de la corrosion. Ce résultat confirme la pertinence des recommandations du guide du Cerema.

En conséquence :

- Soit les essais sur armatures corrodées ne montrent pas d'altération du palier plastique, auquel cas il est pris en compte dans les calculs.
- Soit les essais montrent une altération du palier plastique, auquel cas il est négligé dans les calculs.

Il apparaît illusoire, compte tenu de la dispersion des résultats, d'envisager une hypothèse intermédiaire à savoir un palier réduit. La conséquence pour la structure peut être une perte de ductilité (Figure 7/7).

3.1.6 _ Section de béton

Les calculs de flexion sont dans le cas général menés sans considérer les pertes de béton dues aux épaufrures.

Dans le cas de justification de pièces comprimées (poteaux, etc.), la prise en compte des réductions de section de béton peut s'avérer nécessaire. En outre, dans le cas de disparition des cadres par corrosion, le problème du flambement des armatures verticales doit être considéré (Photo 7/4).

3.1.7 _ Caractéristiques mécaniques du béton

La connaissance de la résistance caractéristique du béton est une donnée importante.

Si l'ouvrage est récent, postérieur à 1965, le guide du Cerema "Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art" [62] indique qu'il est possible de se référer au dossier d'ouvrage pour la déterminer, en prenant éventuellement en compte des facteurs de conversion (par exemple pour passer d'une résistance nominale à une résistance caractéristique).

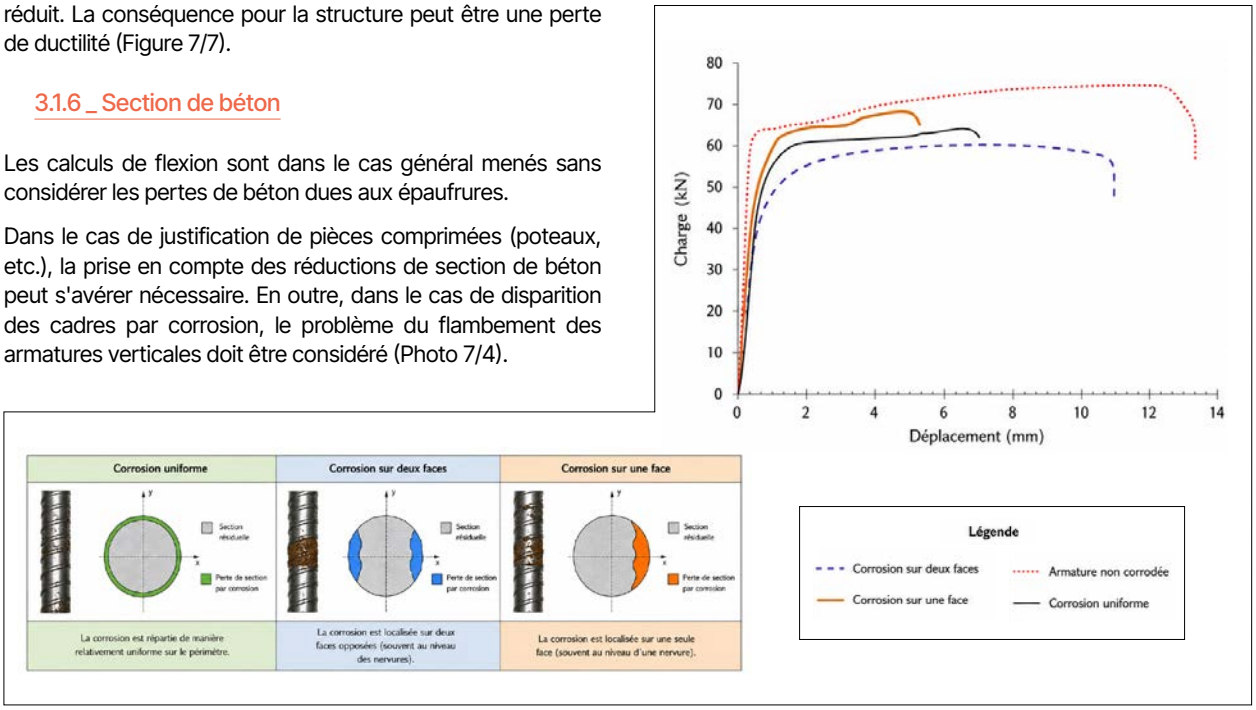


Figure 7/6 : Courbes effort-déformation pour un acier témoin et un acier corrodé

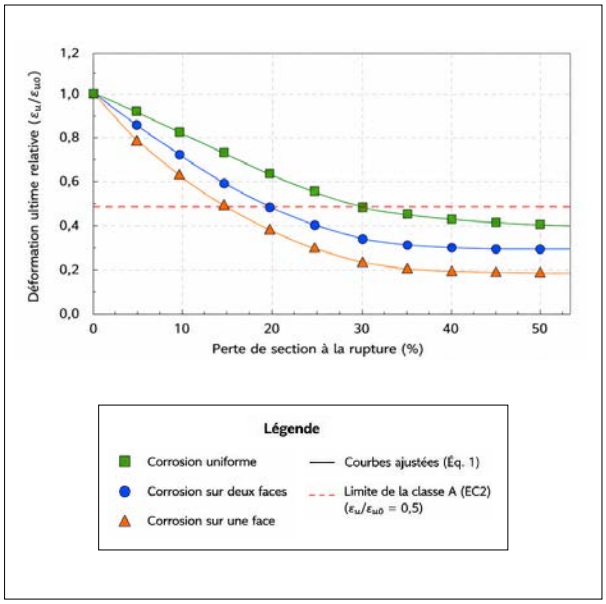


Figure 7/7 : Modèle de réduction de la capacité d'allongement à rupture des aciers tendus corrodés

Equation 7/1

$$\frac{w_{corr}}{\varepsilon_{u0}} = e^{-3k_p C} \qquad \text{pour } 0<C\leq 0.3$$

Equation 7/2

$$\frac{\varepsilon_{u_corr}}{\varepsilon_{u0}} = e^{-3k_p 0.3} \qquad \text{pour } C\%\geq 0.3$$

Où :

ε_{u_corr} = élongation à la contrainte maximale de l'acier corrodé

ε_{u0} = élongation à la contrainte maximale de l'acier non-corrodé

k_p = facteur de forme de la piqûre : k_p = 1 pour une corrosion homogène sur le périmètre (carbonatation), $2 \leq k_p \leq 2.4$ pour les piqûres dues aux chlorures

C = perte de section de l'acier $0 \leq C \leq 1$



Photo 7/4 : Disparition des cadres par corrosion (E. Ferrier, Université Lyon 1)



Photo 7/5 : Disparition des cadres par corrosion (E. Ferrier, Université Lyon 1)

Si l'ouvrage est plus ancien, le guide conseille de procéder également à des essais sur carottes (§5.1.1).

L'interprétation des résultats est menée selon la norme NF EN 13791/CN "Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton" et notamment son chapitre 8 " Estimation de la résistance à la compression en vue de l'évaluation d'une structure existante" [69]. La norme recommande de disposer d'un nombre de prélèvements statistiquement représentatif avec des abattements d'autant plus importants que le nombre de carottes est faible. Le diamètre des carottes est au minimum de 50 mm et de préférence entre 75 et 100 mm.

Sur un ouvrage existant, il est rare, au risque de porter atteinte à la résistance de la structure, de pouvoir multiplier le nombre de prélèvements. Le nombre de carottes à réaliser doit être apprécié en fonction de la taille de l'ouvrage et du besoin de précision attendue sur la connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du béton. À titre d'exemple, l'augmentation de la résistance du béton de quelques MPa dans un calcul de béton armé n'a souvent que peu d'incidence sur la justification théorique de la section qui dépend en général de la section d'acier en place. Au contraire dans le cas d'un renforcement par précontrainte additionnelle, il est très important de connaître au mieux la résistance à la compression (voire le module) du béton qui peut limiter l'intensité de la précontrainte mise en œuvre.

3.2 _ Problématique adhérence acier/béton

L'adhérence acier/béton est aussi une composante essentielle du fonctionnement des structures en béton armé.

Ce phénomène local peut être aggravé à l'échelle d'une structure car celle-ci est affectée lorsque les aciers corrodés sont mis à nu sur de grandes longueurs (Photos 7/5). Les armatures situées dans les angles sont les premières à être affectées par ce phénomène en raison de leur exposition à l'attaque des éléments agressifs par les deux faces. Il n'existe aucune méthode d'auscultation qui permette d'appréhender la qualité d'adhérence résiduelle. Tout au plus peut-on considérer que les armatures lisses sont plus sensibles à une perte d'adhérence que les armatures possédant des verrous (armatures dites à haute adhérence). Dans les poutres, en flexion, une perte d'adhérence entre aciers longitudinaux et béton se traduit par une plus grande déformation et une plus grande souplesse des poutres. Par exemple, pour les ponts, si l'état de l'ouvrage le permet, une façon d'appréhender cette perte d'adhérence consiste à effectuer des essais de chargement identiques à ceux pratiqués lors de la réception du pont et de comparer la flèche mesurée avec celle mesurée à l'époque de la réception lorsque l'adhérence était intègre.

On peut modéliser la diminution d'adhérence acier-béton en se basant sur le concept de longueur de transfert (Figure 7/8). Une variable d'endommagement fonction de la perte de section due à la corrosion permet d'allonger la longueur de transfert entre acier et béton et donc de réduire l'inertie d'un élément en béton armé sous l'effet de la corrosion (réduction de l'effet raidissant du béton tendu) et donc de produire l'accroissement des flèches des éléments fléchis corrodés. De plus, une modification de la longueur d'ancrage et de recouvrement des aciers peut conduire à un décalage des courbes de moments sollicitants.

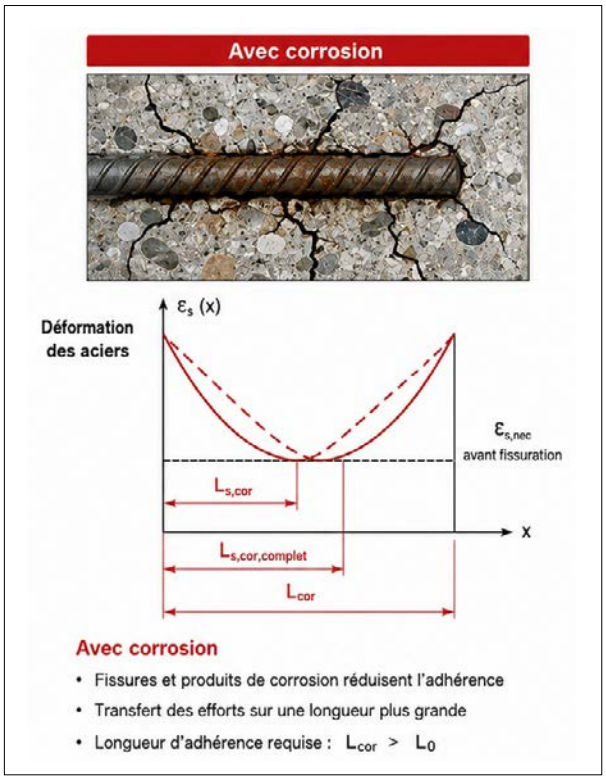


Figure 7/8 : Cela induit un changement de la loi de comportement en traction et en fatigue de l'acier.

On introduit une variable d'endommagement de l'adhérence Dc variant entre 0 (pas de corrosion) et 1 (perte totale d'adhérence) :

Equation 7/3

$$L_{tcor} = \frac{L_1}{1\text{-}D_c}$$

La variable d'endommagement est donc exprimée en fonction de la perte de section d'acier due à la corrosion pour une barre d'armature donnée.

François et al. [43] ont proposé de modéliser la variable d'endommagement en prenant en compte la perte de section d'armatures, seulement si elle est supérieure au seuil ΔA_{s0} de création des fissures de corrosion (chapitre 4 du présent ouvrage) :

Equation 7/4

$$D_c = 1\text{-}\left(\frac{A_s - \Delta A_s}{A_s - \Delta A_{s0}}\right)^5$$

$$si \; < \; sinon \; D_c = 0$$

3.3 _ Problématique du renforcement/ réparation

Lors de la réparation ou du renforcement des structures présentant des armatures corrodées, l'une des premières questions qui se posent et de savoir combien il faut substituer ou ajouter d'armatures. Celles-ci sont ajoutées en respectant les longueurs de recouvrement ou en les soudant (après vérification de la soudabilité des anciens aciers) ou en les ligaturant aux anciens aciers. En cas de renforcement, il est indispensable d'assurer un monolithisme au niveau de la structure et donc une parfaite adhérence entre ancien et nouveau béton. Le nouveau béton peut être coulé en place lorsque les conditions s'y prêtent ou mis en œuvre par projection. Dans ce dernier cas, la voie sèche doit être utilisée et il convient de vérifier que l'adhérence entre ancien et nouveau béton est d'au moins 1,5 MPa (NF P 95-102-1 [70]).

3.4 _ Résistance à la fatigue

Compte tenu de la dispersion attendue des résultats en fonction du degré de corrosion, les méthodes de calcul règlementaires n'intègrent pas la perte de résistance à la fatigue des armatures au cas des ouvrages corrodés. Mais on peut admettre que la corrosion des aciers diminue leur résistance en fatigue, et par là-même celle de la structure. En effet, plusieurs auteurs ont montré que l'effet de la corrosion et de la fatigue conduit à une perte de résistance des armatures de façon significative. Par exemple, Zhang et al. [71] dans une étude expérimentale ont montré une baisse significative des résistances des aciers en fatigue dès le début de la corrosion. Les résultats des tests de fatigue ont indiqué que la durée de vie de fatigue des barres d'armature corrodées diminuait de façon significative avec des augmentations de la plage de corrosion et de contraintes. Cela est induit par rapport au comportement en traction et en fatigue des barres d'armature. Il a également été constaté que les propriétés de traction et de fatigue des barres d'armature artificiellement corrodées étaient moins affectées par la corrosion que celles des barres d'armature corrodées naturellement.

Heureusement la fatigue des structures en béton armé est rarement le facteur dimensionnant de ces structures.

3.5 _ Effet de la corrosion sur la redistribution des efforts par plastification des aciers

Les structures hyperstatiques en béton armé peuvent atteindre une charge ultime plus élevée que celle résultant d'un calcul élastique à l'ELU grâce au mécanisme de redistribution des efforts permis par la formation d'une ou plusieurs rotules plastiques (Figure 7/9).

La formation d'une ou plusieurs rotules plastiques dans le cas des structures hyperstatiques conduit à de grands déplacements : cet aspect est particulièrement important dans le cas de sollicitations sismiques. La corrosion localisée qui se traduit par une diminution drastique de la ductilité des armatures, réduit fortement la possibilité de formation de rotules plastiques. Il est à noter que les essais accélérés que l'on trouve le plus fréquemment dans la littérature (corrosion dite sous champ électrique) ne permettent pas de constater l'ampleur de ce phénomène de fragilisation car ils conduisent à une corrosion plus homogène sur le périmètre et la longueur des barres d'armatures.

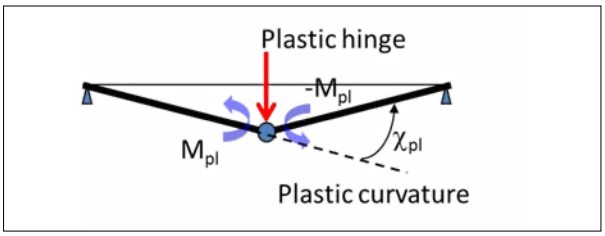


Figure 7/9 : Schéma de principe d'une rotule plastique pour une poutre simple

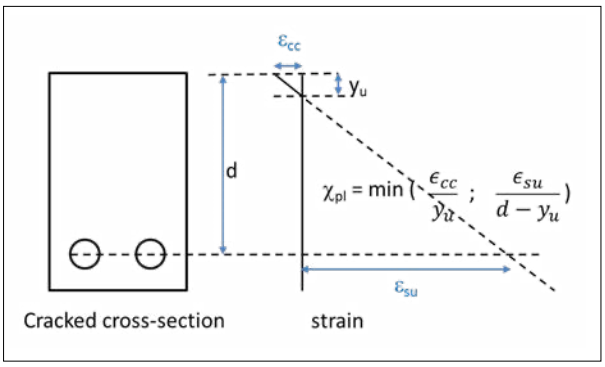


Figure 7/10 : Détermination de la courbure limite d'une rotule plastique pour le cas d'une rupture du béton comprimé ou du béton tendu

La Figure 7/10 rappelle la détermination de la courbure plastique ultime d'une rotule plastique pour le cas d'une rupture du béton comprimé (poutres sur armées) correspondant au cas du béton armé non corrodé (équation 7/6), et dans le cas d'une rupture des aciers tendus (poutres sous armées) qui peut correspondre au béton armé corrodé (équation 7/7).

La corrosion diminue ε_{su} et donc la courbure plastique admissible. En présence de corrosion, il n'est plus possible de considérer une redistribution des efforts par plastification des armatures. Il s'agit d'un point de vigilance lors d'une vérification pour un calcul sismique de l'ouvrage par exemple.

Equation 7/6

$$X_{pl} = \frac{\varepsilon_{cc}}{y_u}$$

Equation 7/7

$$X_{pl} = \frac{\varepsilon_{su}}{d - y_u}$$

4 _ Les calculs structuraux

Pour tout ce qui concerne les principes généraux à retenir pour une évaluation structurale d'une structure existante, le lecteur est invité à se reporter aux documents listés au paragraphe 7.1 "Les référentiels".

Le présent chapitre aborde essentiellement la problématique des ouvrages en béton présentant des armatures passives corrodées, qu'il s'agisse de structure en béton armé ou en béton précontraint.

4.1 _ Les différents « niveaux » de calcul

Les évaluations structurales sont en général menées selon différents niveaux de complexité croissante. Le tableau 7/2 extrait du rapport BRIME [1] propose une classification de ces niveaux. Le principe consiste à passer au niveau N+1 si la justification ne peut être faite au niveau N.

Les niveaux 1 à 4 relèvent de l'approche semi-probabiliste telle qu'appliquée dans les Eurocodes, alors que le niveau 5 relève de l'approche fiabiliste (toutes les variables sont purement probabilistes, à l'exception de certaines qui peuvent être déterministes).

Les calculs de structures corrodées faisant appel à des essais in-situ sont généralement de niveau 3 selon le logigramme présenté dans le rapport BRIME.

Tableau 7/2 : Les différents niveaux de calculs – extrait du document BRIME

<table>
<tr><th>Evaluation Niveau</th><th>Résistance + modèle de charge</th><th>Calcul des effets</th><th>Type d'analyse</th></tr>
<tr><td>0</td><td colspan="3">Résistance admise sans évaluation formelle, l'état de la structure n'est pas un sujet d'inquiétude,</td></tr>
<tr><td>1</td><td rowspan="2">Modèles de résistance et de charge conçus pour l'évaluation si disponible sinon employez des règles de conception avec des propriétés matérielles basées sur des normes</td><td>Simple pour niveau 1</td><td rowspan="2">Méthode d'analyse en considérant des coefficients partiels à l'ELU comme critère principal avec l'ELS si ceci peut avoir un effet sur l'intégrité</td></tr>
<tr><td>2</td><td rowspan="3">Raffinée pour les niveaux 2 à 5</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Propriétés des matériaux basés sur essais in-situ
Des chargements spécifiques basés sur des observations sur site ou sur des valeurs de charges réglementaires dans des cas spéciaux</td><td>Méthode d'analyse en considérant des coefficients partiels modifiés</td></tr>
<tr><td>4</td><td>Modèle de résistance comprenant la distribution de probabilité pour toutes les variables et une simulation des cas de charges</td><td>Analyse complète de fiabilité pour le niveau 5</td></tr>
<tr><td>5</td></tr>
</table>

4.2 _ Les vérifications effectuées

En général, le phénomène de corrosion n'est pas pris en compte dans le modèle de calcul global permettant d'évaluer la distribution des sollicitations dans la structure (moment, effort tranchant, effort normal, etc.). Pour des analyses de niveau 2 et 3, une approche réglementaire est généralement suffisante pour évaluer la capacité résiduelle de la structure. Pour des analyses de niveaux 4 et 5 qui permettent d'intégrer des modifications de lois de comportement (adhérence, plasticité, expansion localisée) et des variabilités géométriques et matériels des outils numériques sont indispensables pour aborder un calcul de fiabilité de structures corrodées. La Figure 7/11 représente différent états de corrosion envisagés dans le modèle numérique pour évaluer leur impact sur la réponse mécanique.

Par exemple, une modélisation numérique peut apporter une prise en compte de lois d'endommagement de l'adhérence acier-béton et un calcul non linéaire avec une prise en compte des lois de comportement des matériaux plus réalistes que le calcul réglementaire. Ces approches sont encourageantes pour l'avenir mais restent pour l'instant très marginales car trop complexes à mettre en œuvre sur une structure réelle. Les sources d'incertitudes sur les données d'entrée sont encore trop nombreuses.

Pour des calculs réglementaires, la distribution des sollicitations est déterminée à partir d'une modélisation supposant que la structure est non dégradée. Néanmoins, il est indispensable de considérer un changement de conditions aux limites dans le cas des structures hyperstatiques. Une corrosion d'armature de chapeau peut par exemple conduire à transformer une poutre continue en poutre isostatique et cela se traduit par une redistribution des moments négatifs sur appuis vers la travée.

Une fois que les conditions aux limites sont vérifiées et analysées suivant la localisation des zones de corrosion, la prise en compte des effets de la corrosion est ensuite intégrée au niveau de la justification des sections.

Deux approches sont alors possibles pour vérifier une section de béton armé présentant une corrosion (Figure 7/12).

1ère approche : prise en compte uniquement des lits d'armatures non corrodés

Le calcul est mené en considérant uniquement les sections des aciers non corrodés (en retenant ou pas le palier plastique selon les cas). On vérifie alors si la marge de résistance est compatible avec l'ordre de grandeur de la perte de section due à la corrosion. Cette approche est très sécuritaire.

2ème approche : prise en compte de la totalité des aciers dont les armatures partiellement corrodées

Le calcul est mené en retenant une section d'acier réduite par corrosion (en retenant ou pas le palier plastique selon le cas). Dans les faits, elle reste très difficile à appliquer, comme cela est rappelé dans le §7.3.1.2. Une solution sécuritaire peut consister à appliquer aux armatures corrodées, dans une zone donnée, la perte de section maximale mesurée dans cette zone.

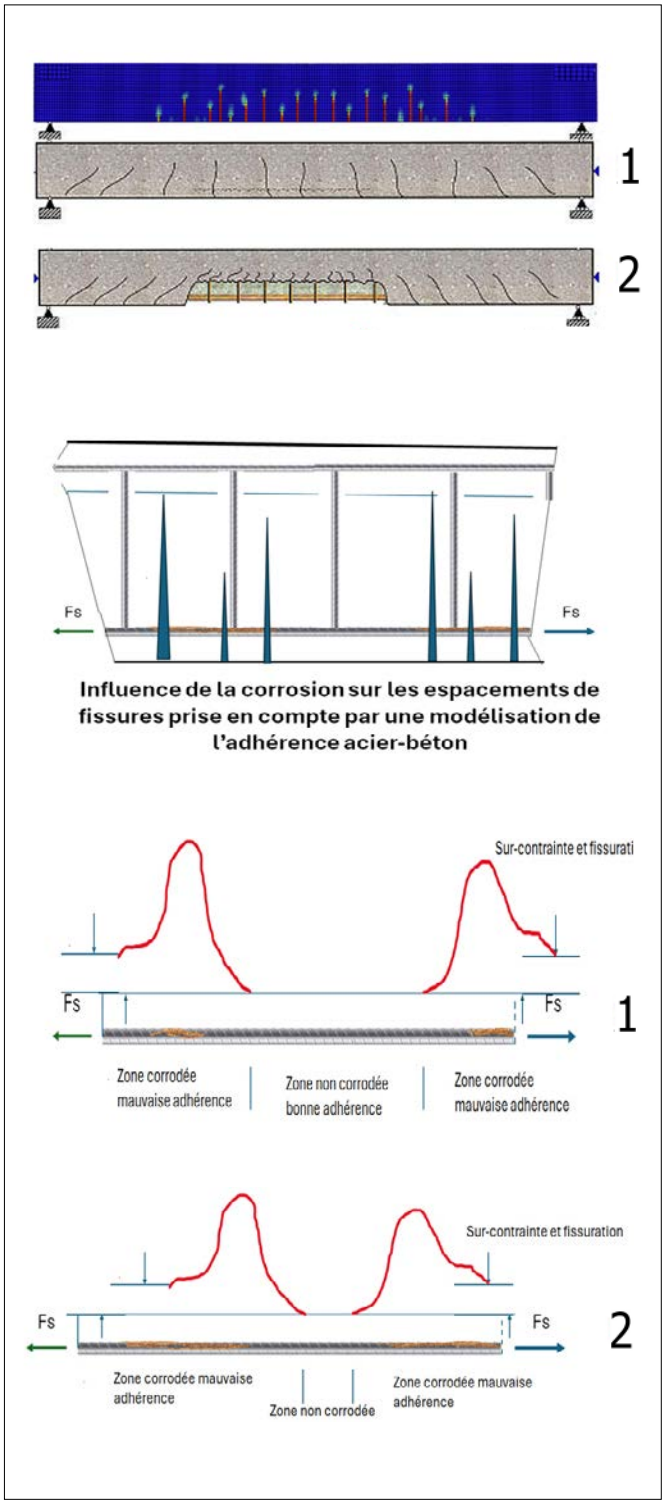


Figure 7/11 : Exemple de prise en compte de la corrosion sur un poteau modèle soumis à de la flexion

5 _ Conclusions

Les données issus du calcul de structures corrodées doivent en premier lieu être analysées au niveau de ses Etats Limites Ultimes. Les contraintes dans les matériaux béton et acier au regard des sollicitations sous combinaisons de charges ultimes doivent être calculées au profit d'une estimation du risque de ruine. Un état de sollicitation ultime accidentelle peut être pris en compte pour estimer ce risque. Ce calcul doit être fait au droit d'une section critique mais aussi globalement au niveau de la structure corrodée.

Dans un deuxième temps, une estimation des contraintes dans les matériaux aciers et béton vis-à-vis des Etats Limites de Service peut permettre de conforter le diagnostic du fonctionnement en service de l'ouvrage et fournir une expertise sur les conditions d'exploitation futures de l'ouvrage (limitation de trafic, fermeture partielle ou totale, etc.).

Enfin, il est clair que les données issues du diagnostic de la corrosion de la structure et issues des résultats en laboratoire des prélèvements sur site doivent être utilisées pour un calcul simplifié ou à une modélisation numérique pour formuler un avis sur l'état d'endommagement au regard des états limites prédéfinis, ou pour estimer le temps nécessaire à l'entretien et/ou à la réparation à réaliser.

Les stratégies d'entretien et de réparation peuvent donc être formulées sur la base des prédictions de ces calculs. Toutefois, cela n'est possible que si le calcul est représentatif de la réponse de la structure réelle aux dommages causés par la corrosion et si le comportement mécanique de la structure est facilement identifiable.

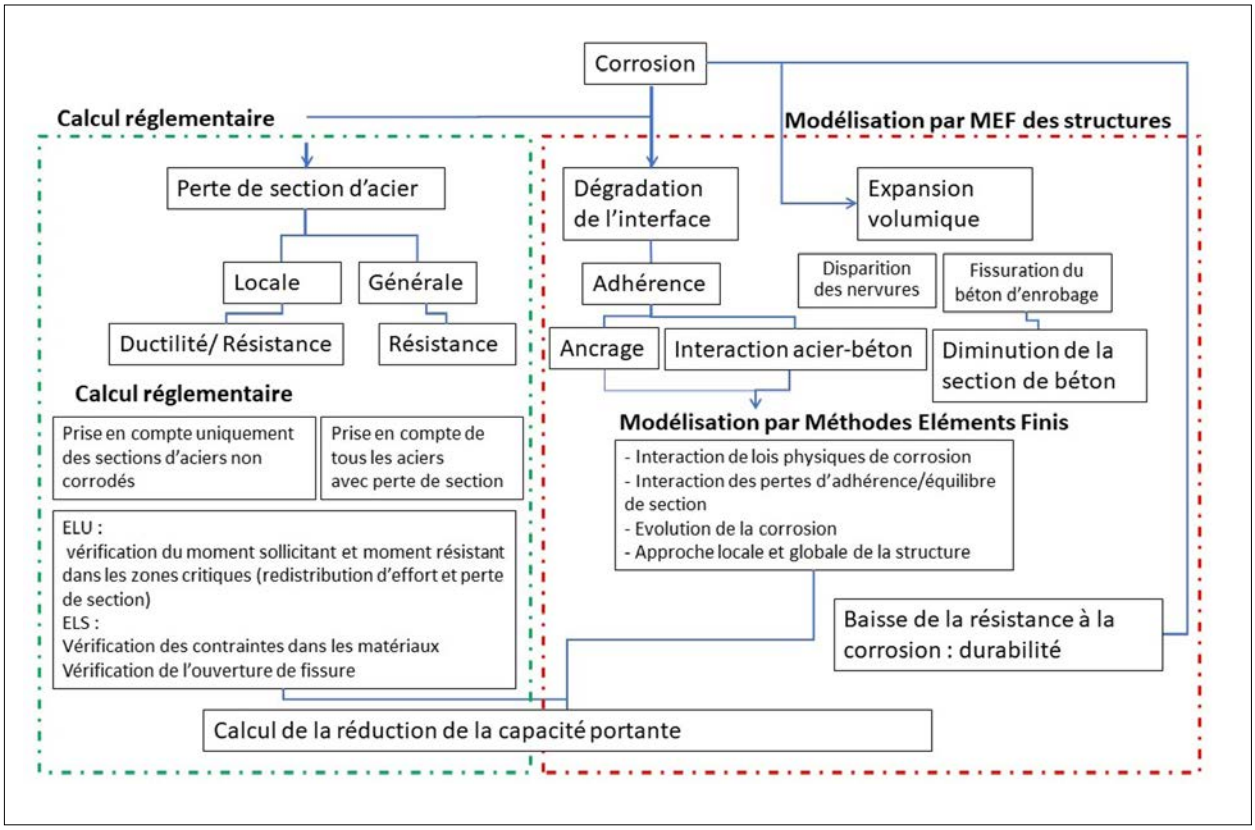


Figure 7/12 : Différentes approches de calcul

8 Conclusions

Véronique BOUTEILLER, Université Gustave Eiffel
Cécile PIERRE, GINGER-CEBTP
Christopher OSTROWSKI, Sixense Engineering
Noureddine RAFAÏ, Setec Ierm

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c008
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

L'élaboration de ce guide a représenté un énorme travail de rédaction et de discussion pour créer un document équilibré et consensuel. Ce guide apporte une contribution importante dans le but de fiabiliser le diagnostic de la corrosion des structures en béton armé existantes et vieillissantes. Les éléments de ce guide sont complémentaires aux éléments de durabilité tels que présentés dans l'approche performantielle même si cette dernière vise plutôt les structures neuves.

La complémentarité du diagnostic de corrosion des armatures et du diagnostic du béton permet de prendre des décisions factuelles et étayées qui légitiment la note d'hypothèse réparatoire (avec des éléments techniques et quantitatifs). Les résultats des diagnostics de terrain et de laboratoire ainsi que les re-calculs permettent la rédaction d'un cahier des charges pour les travaux. De plus, les conclusions des diagnostics permettront de réduire le risque assurantiel.

Le coût du diagnostic de corrosion doit être considéré par le maitre d'ouvrage comme un investissement nécessaire à l'optimisation tant technique que financière à l'adaptation et à la fiabilisation des travaux de protection/renforcement/réparation. L'expérience montre que le coût du diagnostic représente une part peu significative dans le coût total des travaux.

Les auteurs sont conscients que ce guide, publié en 2026, nécessitera d'être mis à jour, au fur et à mesure des évolutions des matériaux, des progrès et des évolutions technologiques à venir et notamment :

- L'orientation vers des matériaux ayant une empreinte environnementale plus faible ou des matériaux plus durables (liants bas carbone, granulats recyclés, armatures en acier inoxydable, etc.)
- Les approches numériques et de modélisations (dont les résultats doivent être confrontés et validés avec les résultats expérimentaux)
- L'instrumentation en continu de la corrosion pouvant apporter des éléments de gestion des structures tant sur le point de vue de la maintenance que de la réparation. La fiabilisation des résultats des capteurs dans le temps et le besoin de nouveaux capteurs qui peuvent être noyés dans le béton ou bien posés sur la surface du parement béton sont nécessaires. Des limites et seuils nécessaires à la détermination des frontières du diagramme conceptuel de la corrosion restent à déterminer selon les cas d'étude.

La formation et la certification des personnels via le Centre Français de la Protection Cathodique (CFPC) et la Confédération Française pour les Essais Non Destructifs dans le Génie Civil (COFREND GC) sont également importantes pour réaliser les mesures, fiabiliser les résultats des diagnostics et leurs interprétations.

Références bibliographiques

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c009
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

[1] Woodward RJ, Cullington DW, Daly AF, Vassie PR, Haardt P, Kashner R, Astudillo R, Velando C, Godart B, Cremona C, Mahut B, A. Raharinaivo, Lau, Markey I, Bevc L, P. I, Bridge management in Europe (BRIME)-Deliverable D14-Final Report, 2001, pp. 228.

[2] G.P. Tilly, J. Jacobs, CONREPNET - Concrete repairs - Performance in service and current practice, IHS BRE Press, Watford, UK 2007.

[3] R. Vaissiere, C. Aubagnac, A. Orcesi, BOA 80 - Retour d'expérience sur le comportement des protections et réparations du béton armé Bulletin des Ouvrages d'Art 80 (Juillet 2022) 53-.

[4] H. Mauray, P. Chaize, M. Dagbert, Sécurité des ponts : éviter un drame, in: Rapport-Senat-France-609-r18-6091 (Ed.), 2018-2019.

[5] E. Marie-Victoire, M. Bouichou, T. Congar, R. Blanchard, Concrete cultural heritage in France: inventory and state of conservation Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR-4), Concrete repair, rehabilitation and retrofitting IV: Proceedings of the 4th international conference on concrete repair, Leipzig, Germany 2015, pp. p. 343-350.

[6] Cerema, ITSEOA - Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Fascicule 0 - Disposition applicable à tous les ouvrages, , Cerema Collections - Références, Décembre 2010.

[7] Cerema, ITSEOA - Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Fascicule 2 - Généralités sur la surveillance, Décembre 2010.

[8] Cerema, ITSEOA - Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Fascicule 3 - Auscultation, surveillance renforcée, haute surveillance, mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde, Cerema Collection - Références, Décembre 2010.

[9] Cerema, ITSEOA - Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Fascicule 5, Conduite d'une intervention sur un ouvrage existant, Cerema - Collection - Références, 2023.

[10] https://cahier-interactif-auscultation-ouvrages-art.univ-gustave-eiffel.fr

[11] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedeferri, E. Redaelli, R.B. Polder, Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair (2nd edition), 2013.

[12] Bruno Godart, Gestion des ponts en Europe, Projet Européen BRIME, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Bulletin des Ouvrages d'Art, N°49, 2005.

[13] NACE, http://impact.nace.org/executive-summary.aspx.

[14] AFNOR, NF EN 206+A2/CN Béton - Spécification, performances, production et conformités, 2022.

[15] AFNOR, FD P18-480 - Béton - Justification de la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle, Octobre 2022.

[16] D. Brazillier, F. Cussigh, G. Escadeillas, Approche performantielle de la durabilité des ouvrages en béton, De la qualification en laboratoire au suivi d'exécution, Projet National PerfDuB, Eyrolles ed.2023.

[17] AFNOR, Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments 2005.

[18] Altération du béton en site maritime CETMEF, 2011.

[19] K. Tuutti, Corrosion of steel in concrete, CBI-Report-82:4, Swedish Cement and Concrete Research, Thesis, Stokholm, 1982, pp. 468.

[20] T.D. Marcotte, Characterization of chloride-induced corrosion products that form in steel-reinforced cementitious materials, University of Waterloo, 2001.

[21] CRC handbook of chemistry and physics, 80th edn, CRC Press, New York, 1999.

[22] AFNOR, NF EN ISO 15257 - Protection cathodique - Niveaux de compétence des personnes en protection cathodique - Base pour un dispositif particulier de certification/Cathodic Protection - Competence levels of cathodic protection persons - Basis for a certification scheme, Juillet 2017.

[23] B. Officiel, BAEL revisé 83, 1983.

[24] Fascicule 65 du CCTG : Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux de génie civil – Fascicule 65 – Exécution des ouvrages de génie civil en béton. , Version 1.2 du 28 octobre 2014, 2014.

[25] Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, 1992.

[26] G.T. LCPC, Note technique sur les dispositions relatives à l'enrobage pour l'application en France - Structures en béton concçues avec l'Eurocode 2, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Novembre 2005.

[27] Ifsttar, Cerema, Collection Cahiers interactifs de l'Ifsttar - Auscultation des ouvrages d'art - CII1 - Fiche B2-4 Mesure du potentiel d'électrode Disponible sur le web : http://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/. 2015.

[28] AFNOR, PR NF EN 12504-5 : Essais pour béton dans les structures - Partie 5 : Détermination de l'enrobage en béton à l'aide de pachomètres électromagnétiques, Nov 2023.

[29] AFNOR, NF EN1504-3 Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Définitions, exigences, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 3 : réparation structurale et réparation non structurale, Février 2006.

[30] R. Polder, RILEM TC 154-EMC:Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion - Recommendations - Test methods for on-site measurements of resistivity of concrete, Materials and Structures, 33 (2000) 603-611.

[31] AFNOR, NF EN ISO 8044 - Corrosion des métaux et alliages - Vocabulaire, Février 2020.

[32] AFNOR, NF EN ISO 12696 – Protection cathodique de l'acier dans le béton, avril 2012.

[33] B. Elsener, RILEM TC 154-EMC:Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion - Recommendations - Half-cell potential measurements - Potential mapping on reinforced concrete structures, Materials and Structures, 36 (2003) 461-471.

[34] CEFRACOR, PCRA 005 - Recommandations pour la vérification des électrodes de référence, PCRA 005- Commission Protection Cathodique et Revêtements Associés, Mai 2007.

[35] ASTM, ASTM C 876-91, Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete, ASTM, 1999.

[36] ASTM, ASTM C 876-09, Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete, ASTM, 2009.

[37] R.N. Cox, R. Cigna, O. Vennesland, T. Valente, COST 509 - Corrosion and protection of metals in contact with concrete - Final Report, European Commission, Directorate General Science, Research and Development, Brussels, EUR 17608 EN 1997.

[38] C. Andrade, C. Alonso, RILEM TC 154-EMC: 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, 37 (2004) 623-643.

[39] M. Stern, A.L. Geary, Electrochemical polarization. I - A theoretical analysis of the shape of polarization curves, Journal of Electrochemical Society, 104 (1957) 56-65.

[40] T. Frolund, Determination of corrosion rates by GalvaPulse based on field experience, Germann Instrument, 2002.

[41] AFGC, AFGC - Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction, Etat de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité, AFGCJuillet 2004.

[42] Ginette Arliguié et Hugues Hornain, GranDuBé – Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons, AFGC, RGC&U, Presses des Ponts et Chaussées, Janvier 2007.

[43] AFNOR, NF EN 12504-1 - Essais pour béton dans les structures - Partie 1 : carottes - Prélèvement, examen et essais en compression Juin 2019.

[44] AFNOR, NF P18-459 - Béton - Essai pour béton durci - Essai de porosité et de masse volumique, Août 2022.

[45] AFNOR, NF EN 14630 - Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Méthodes d'essais - Mesurage de la profondeur de carbonatation d'un béton armé par la méthode phénolphtaléine Février 2007.

[46] AFNOR, XP P18-458 - Essai sur béton durci - Essai de carbonatation accélérée Décembre 2022.

[47] M. Castellote, C. Andrade, RILEM TC 178-TMC : Testing and modelling chloride penetration in concrete - Round robin test on chloride analysis in concrete Part 2 : Analysis water soluble chloride content, Materials and Structures, 34 (2001) 589.

[48] M. Castellote, C. Andrade, RILEM TC 178-TMC : Testing and modelling chloride penetration in concrete - Round robin test on chloride analysis in concrete Part 1 : Analysis of total chloride content, Materials and Structures, 34 (2001) 532.

[49] AFNOR, Béton - Spécification, performance, production et conformité - Complément national à la norme NF EN 206+A2/CN, Novembre 2022.

[50] C. Alonso, C. Andrade, M. Castellote, P. Castro, Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar, Cement and Concrete Research, 30 (2000) 1047-1055.

[51] U. Angst, B. Elsener, C.K. Larsen, O. Vennesland, Critical chloride content in reinforced concrete - A review, Cement and Concrete Research, 39 (2009) 1122-1138.

[52] Ø. Vennesland, M. Raupach, C. Andrade, Recommendation of Rilem TC 154-EMC: "Electrochemical techniques for measuring corrosion in concrete"—measurements with embedded probes, Materials and Structures, 40 (2007) 745-758.

[53] E. Marie-Victoire, M. Bouichou, V. Bouteiller, M. Rakarabo, Resistivity multi-ring electrode as a carbonation warning sensor, EUROCORR'21 Budapest, Hungaria, 2021.

[54] V. Bouteiller, G. Villain, B. Thauvin, E. MarieVictoire, M. Bouichou, Evaluation de la durabilité du béton armé vis-à-vis des ions chlorure à l'aide de capteurs noyés dans le béton versus des auscultations en parement. , GC 2019Cachan, France, 2019.

[55] T.F. Mayer, C. Sodeikat, Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems ; Service Life management of infrastructure systems - application of corrosion and moisture monitoring, Taylor and Francis Group, London 2013.

[56] M. Raupach, J. Gulikers, K. Reichling, Condition survey with embedded sensors regarding reinforcement corrosion, Materials and Corrosion-Werkstoffe Und Korrosion, 64 (2013) 141-146.

[57] H. Liu, B. Zhang, H. Liu, Z. Ji, Analysis of long-term durability monitoring data of high-piled wharf with anode-ladder sensors embedded in concrete, Frontiers in Materials, 8 (2021) 245.

[58] C. Aubagnac, RN 79 Doublement du viaduc de Volesvres : bilan d'une double innovation, Journées Ouvrages d'Art 2013, 2013.

[59] M. Khadra, E. Marie-Victoire, M. Bouichou, Cremona C, S. Vildaer, New warning sensors to detect corrosion risk in reinforced concrete, Concrete Solutions 7th International Conference on Concrete Repair, Cluj Napoca, Romania, 2019.

[60] E. Marie-Victoire, M. Bouichou, Corrosion at low moisture content in both carbonated and chloride polluted concrete - Villa E1027 - A case study, Concrete Solutions 7th International Conference on Concrete Repair, Cluj Napoca, Romania, 2019.

[61] Note d'Information - Ouvrages d'Art n°35, Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants : Pratiques courantes dans le réseau scientifique et technique (RST), 2012.

[62] Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art : guide méthodologique, Cerema, 2016..

[63] J.-A. Calgaro, R. Lacroix, Maintenance et réparation des ponts, Presse de l'Ecole des Ponts et Chaussées 1997.

[64] R. François, S. Laurens, F. Deby, La corrosion et ses conséquences sur les ouvrages en béton armé, ISTE Group, Mai 2018.

[65] C. Andrade, C. Alonso, Progress on Design and Residual Life Calculation with Regard to Rebar Corrosion of Reinforced Concrete, STP1276-EB,Techniques to Assess the Corrosion Activity of Steel Reinforced Concrete Structures,, 1996, pp. 41-57.

[66] Béton et maçonnerie I Reprise des bétons dégradés (Fabem-1-Version 2), Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (strres), décembre 2021.

[67] W. Zhu, R. François, Y. Liu, Propagation of corrosion and corrosion patterns of bars embedded in RC beams stored in chloride environment for various periods, Construction and Building Materials, 145 (2017) 147-156.

[68] R. François, A. Castel, T. Vidal, A finite macro-element for corroded reinforced concrete, Materials and Structures, 39 (2006) 571-584.

[69] AFNOR, NF EN 13791/CN Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton, Octobre 2021.

[70] AFNOR, NF P95-102-1 Ouvrages d'art - Protection, réparation et renforcement des ouvrages en béton - Mortier et béton projeté - Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés, Février 2023.

[71] W. Zhang, X. Song, X. Gu, S. Li, Tensile and fatigue behavior of corroded rebars, Construction and Building Materials, 34 (2012) 409-417.

[72] H. Almansour, A. Mohammed, Z. Lounis, Modeling the resilience of aging concrete bridge columns subjected to corrosion and extreme climate events in: T.F. Caspeele (Ed.) Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision, Taylor & Francis Group, London, 2018.

10

Annexes
Cas d'études

Christophe AUBRY, EDF
Bertrand COLLIN, SITES
Véronique BOUTEILLER, Université Gustave Eiffel
Arnaud DUBOSC, CORTEN
Elisabeth MARIE-VICTOIRE, Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques
Olivier LESIEUTRE, Résilience et maintenance du béton
Noureddine RAFAI, Lerm setec
Renas OKCU, Lerm setec

DOI: 10.1051/978-2-7598-3963-6.c010
© CEFRACOR/IMGC/AFGC, 2026

Annexe 1 _ Station de pompage

Ouvrage : Station de pompage – Bâtiment L 56,30 m – l 9,60 m – Ht 10 m

Année de construction : 1970

Lieu : Martigues (CCG, EDF)

Contexte : diagnostic préalable aux travaux de réparation de la station de pompage

Objectifs du diagnostic

- Connaitre l'étendue et la typologie des désordres et leurs causes probables
- Evaluer l'impact de ces désordres sur la durabilité des matériaux de la structure (pénétration des agents agressifs « Chlorures »)
- Réaliser les préconisations de réparation





Les investigations sur site comprennent :

- Une inspection visuelle détaillée et sonnage au marteau pour recherche des zones sonnant le creux
- Sur les éléments de structure principaux et selon leur état de dégradation :
  - des mesures étendues de profondeurs d'enrobage,
  - des examens visuels après sondages destructifs de l'état des armatures et de la profondeur des désordres,
  - des mesures de potentiels afin d'évaluer la probabilité de corrosion des armatures dans les bétons,
  - des prélèvements d'échantillons de bétons par carottage pour la réalisation d'essais et d'analyses en laboratoire (densité, porosité, teneur en chlorures et sulfates, carbonatation, dosage en ciment).

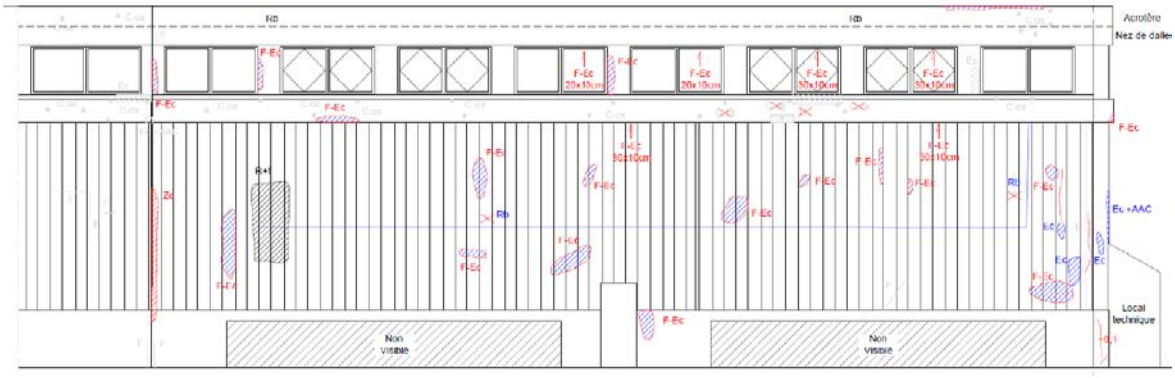
Désordres : nombreuses épaufrures avec coulures de produits de corrosion (PDC)







Résultats (extraits)



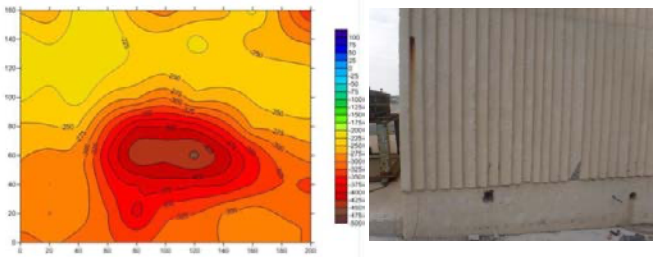
				Classe d'enrobage - Répartion en %			
Élément de structure	Zone	Valeur moyenne (cm)	Écart type	< 1cm	1 ≤ e < 3 cm	3 ≤ e < 4,5 cm	≥ 4,5 cm
Nez de dalle	Façade Est	5,5	2,7	0	12	42	**46**
Poutre	Façade Ouest	4,4	2,2	0	17	**58**	25
Façade	Façade Est	3,9	0,6	0	0	**85**	15
	Façade Ouest	6,6	1,6	0	0	0	**100**
	Façade Nord	4,9	2,3	0	10	**55**	35
Muret	Façade Sud	5,1	1,8	0	19	10	**71**
Voile intérieur	Façade Ouest	5,2	0,8	0	0	29	**71**





Désignation	Localisation	Face	Présence d'un revêtement	Épaisseur supposée	Profondeur de carbonatation du béton
SD1	Nez de dalle	Façade Est	OUI	< 2 mm	12 mm
SD2	Façade nervurée	Façade Est	OUI	< 2 mm	1 mm
SD3	Muret	Façade Sud	OUI	< 2 mm	2 mm
SD4	Façade lisse	Façade Sud	OUI	< 2 mm	12 mm
SD5	Poutre	Façade Ouest	OUI	< 2 mm	9 mm

Zone	Prélèvement	Profondeur (mm)	Masse volumique apparente (kg/m²)	Porosité accessible à l'eau (%)
Nez de dalle Façade EST	C2	65 - 120	2 232	16,2
Façade Nord	C11	90 - 140	2 158	19,1



Gradient de potentiel supérieur à 150 mV sur la zone investiguée traduisant la présence de zones anodiques de corrosion au droit et en périphérie des désordres avérés.

La probabilité de corrosion des armatures dans le béton dans son environnement est évaluée par des mesures de potentiel d'électrode et avec une cartographie d'iso-potentiels qui localise les zones de corrosion des armatures dans la zone investiguée.

Les mesures ont été réalisées avec un corrosimètre avec une roue codeuse contenant une électrode $Cu/CuSO_4$ sat.

Zone	Ech.	Prof. (mm)	Teneur en ions chlorures libres (% poids béton)	Teneur en ions chlorures libres (% poids ciment)	Teneur en ions sulfates solubles (% poids béton)	Enrobage (mm)
Façade Sud	C7	0 - 30	0,05	0,34	0,17	45
		30 - 60	0,06	0,40	0,13	
		60 - 90	0,04	0,28	0,14	
Poutre inférieur Façade Ouest	C9	0 - 20	0,20	1,31	0,18	30
		20 - 50	0,14	0,93	0,16	
		50 - 70	0,10	0,71	0,14	
Façade Nord	C11	0 - 30	0,96	6,32	0,30	35
		30 - 60	0,60	3,94	0,15	
		60 - 90	0,41	2,72	0,13	
Façade Ouest	C12	0 - 35	0,34	2,28	0,19	57
		35 - 70	0,28	1,86	0,16	
		70 - 100	0,15	1,03	0,16	



Annexe 2 _ Station d'Épuration des Eaux Usées

Ouvrage : Station d'Épuration des Eaux Usées – STEP de Sousse Nord

Année de construction : 1979

Lieu : Sousse (Tunisie)

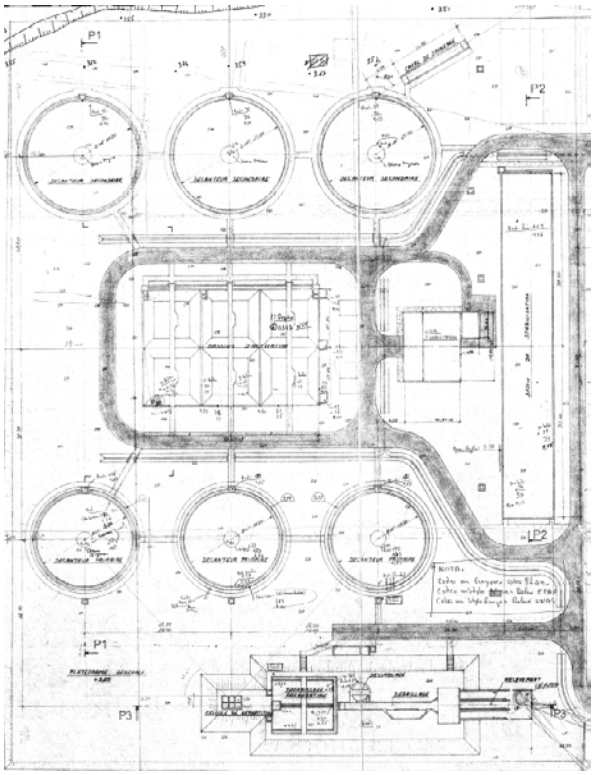
Contexte : diagnostic dans le cadre d'une étude de réhabilitation et de faisabilité de réutilisation des ouvrages

Présentation

Identification et caractéristiques principales

16 ouvrages en béton armé répartis sur toute la chaîne de traitement.

Dimensions et caractéristiques variables selon fonction.



Identification des ouvrages

Contenu du diagnostic

- Pré-diagnostic
- Définition du programme
- Enrobages et caractéristiques du ferraillage
- Mesures des potentiels
- Résistivité du béton
- Résistance en compression et en traction du béton
- Dureté superficielle du béton
- Compacité et homogénéité du béton
- Diamètres résiduels des aciers corrodés
- Profondeurs de carbonatation
- Profils de concentration en ions chlorure, sulfate, nitrate

Vues générales des ouvrages (extrait)



Vis de relevage



Bassin aérateur



Bâtiment décanteur primaire



Bâtiment déshuileur

Intervention (extraits)



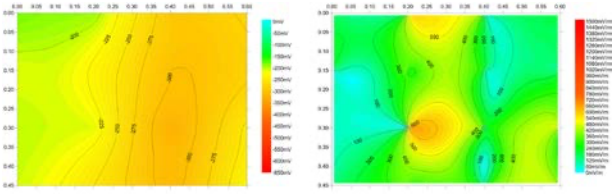
Auscultation RADAR et carottage - De gauche à droite : vis de relevage, stabilisateur de boues et bassin d'activation



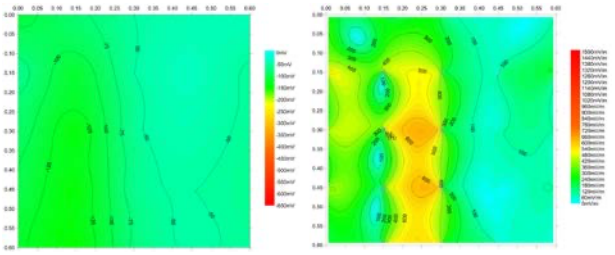
Carottes – De gauche à droite : bassin d'activation, déshuileur et décanteur primaire (les revêtements sont visibles)

Résultats (extraits)

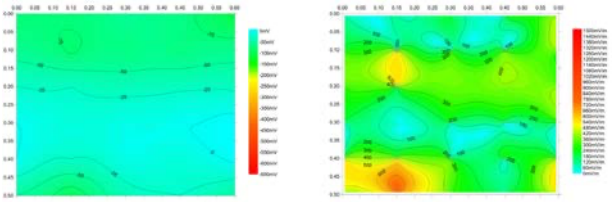
Cartographies d'isopotentiels (gauche) et cartographies de potentiels en gradients surfaciques (droite)



Dégrilleur



Stabilisateur de boues n°2



Dégrilleur

Électrode de référence : $Cu/CuSO_4$ sat

Enrobages et profondeurs de carbonatation *(Valeurs en mm)*

Ouvrage	Enrobage		Carbonatation	
	Int.	Ext.	Int.	Ext.
Vis de relevage RE	>50	45	*nm*	**30**
Décanteur secondaire 3 RI	70	35	*nm*	**25**
Décanteur primaire 3 RE	20	40	**25**	**45**

Int./Ext. : *face intérieure/extérieure de la carotte*

Profondeur de carbonatation ***inférieure/supérieure*** *à l'enrobage des aciers*

RE/RI : *revêtement sur la face externe/interne du béton*

nm : *non mesurable en raison de la présence d'un revêtement*

Résistivité du béton *(kΩ.cm*

Ouvrage	Résistivité ρ
Vis de relevage RE	23
Décanteur secondaire 3 RI	26
Décanteur primaire 3 RE	non mesurable
Dégrilleurs RE	26
Ouvrage de répartition	13

RE/RI : *revêtement sur la face externe/interne du béton*

Indicateurs de durabilité et avis sur la possibilité de réutilisation du génie civil (extraits)

Ouvrage	Compacité béton	Enrobage	Carbonatation	Pollution	Corrosion	Possibilité de réutilisation
Vis de relevage RE	C	S	C	P(SO_4)	C	Non
Dégrilleurs RE	C	S	S	P(SO_4)	S	Non
Déshuileurs	C	S	P	*nm*	S	Non
Ouvrage de répartition	C	C	C	*nm*	C	Oui
Décanteur primaire 3 RE	C	P	P	C	*nm*	Oui
Bassin d'activation/ aération RE	C	P	P	P(Cl & SO_4)	S	Non
Stabilisateur de boues RE	C	S	C	P(SO_4)	S	Non
Décanteur secondaire 3 RI	C	S	C	P(Cl & SO_4)	C	Non

RE/RI : *présence de revêtement sur la face externe/interne du béton*

Enrobage : *mesuré sur les parements externes et internes*

Pollution : *profils de concentration en polluants (épaisseurs de béton 0-20 mm, 20-40 mm et 40-60 mm).*

Concentrations en polluants mesurées sur des carottes traversantes : chlorure et sulfate côté extérieur, sulfate et nitrate côté intérieur

Corrosion : *analyse des potentiels et des gradients de potentiel de corrosion*

***C** : correct – **S** : suspect – **P** : préjudiciable – nm : non mesuré.*

Annexe 3 _ Extension du quai Modéré Lombard – Grand Port Maritime de La Rochelle

Ouvrage : Extension du quai Modéré Lombard – Grand Port Maritime de La Rochelle

Année de construction : 1987-1988

Lieu : La Rochelle (16, Charente Maritime)

Contexte : diagnostic préalable aux travaux de réparation pour l'implantation d'une grue sur rails de 480 tonnes

Présentation

Vues générales et caractéristiques principales



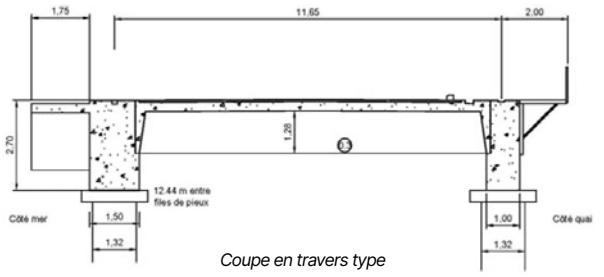
Localisation



Vue du quai et des passerelles



Vue du dessous du quai



Coupe en travers type

Longueur totale : 288 m - Largeur : 14.50 m

Structure en béton armé

- Deux poutres préfabriquées clavées sur pieux métalliques
- Caissons préfabriqués en « U »

Contenu du diagnostic

- Inspection et choix des zones à investiguer
- Contrôles dimensionnels
- Cohésion et dureté superficielle du béton
- Enrobages et caractéristiques du ferraillage
- Diamètres résiduels des aciers corrodés
- Mesures des potentiels
- Profondeurs de carbonatation
- Profils des teneurs en ions chlorure

Inspection



Inspection et auscultation avec passerelle négative



Défauts-type



Corrosion par les ions chlorure

Résultats (extraits)

Potentiels (mesures brutes, mV, $Cu/CuSO_4$ sat)

Poutre principale côté mer Face mer entre files 24 et 25					
Point de mesure (x y)	**0**	**20**	**40**	**60**	**80**
60	-610	-556	-420	-359	-425
40	-532	-500	-481	-492	-510
20	-438	-361	-345	-488	-555
0	-327	-228	-242	-421	-561

Caisson entre files 24 et 25 2ème entretoise à partir de la file 25					
Point de mesure (x y)	**0**	**20**	**40**	**60**	**80**
80	-260	-275	-260	-270	-270
60	-250	-240	-260	-260	-260
40	-260	-270	-280	-270	-270
20	-290	-295	-290	-290	-290
0	-300	-330	-290	-300	-400

Profils des teneurs en ions chlorure *(Résultats grammes d'ions chlorures pour 100 g de ciment et épaisseur en mm)*

Poutre principale côté mer Face mer - Files 4 - 5		
Épaisseur	**Chlorures libres**	**Chlorures totaux**
0-20	**1.01**	2.58
20-40	**0.50**	1.89
40-60	0.31	1.63

Poutre principale côté mer - Face mer - File 24		
Épaisseur	**Chlorures libres**	**Chlorures totaux**
0-20	**1.89**	2.95
20-50	**0.63**	1.57
50-60	0.25	0.94

Poutre principale côté mer - Face mer - Files 8-9		
Épaisseur	**Chlorures libres**	**Chlorures totaux**
0-20	**1.38**	1.82
20-40	**0.68**	1.38
40-60	**0.50**	1.01

Valeur d'alerte : 0.4 % en ions chlorure libres pour 100 g de ciment

Résultats du diagnostic

Paramètres	Poutres principales	Caisson
Perte de diamètre des aciers apparents corrodés (mesures locales)	2 à 3 % du diamètre	
Enrobage des aciers [1] (auscultation RADAR)	Entre 3 et 4 cm	
Étanchéité (observations visuelles)	Infiltrations actives sur zones d'appui	Concrétions et infiltrations actives (entre caissons et zones d'appui)
Carbonatation (aspersion phénolphtaléine)	Profondeur de carbonatation < enrobage	
Potentiels[2]	Corrosion probable	Corrosion possible à probable
Profils de teneurs en ions chlorure libres[3] (tranches (mm) 0-20, 20-40, 40-60)	> 0.4 % au niveau du premier lit d'aciers	

1 : *4 cm prévus à la construction/5 cm requis par la réglementation du BAEL 91*

2 : *l'interprétation tient compte de la présence d'ions chlorure*

3 : *valeur d'alerte de concentration en ions chlorure libre en pourcentage de la masse de ciment : 0.4 %*

Annexe 4 _ Projet DéCoF-Ré (Décision Corrosion Fiabilité des Piles du pont de l'île de Ré)

Ouvrage : Pont de l'île de Ré, Exemple du diagnostic de la Pile P05-FC

Année de construction : Inauguration en 1988

Lieu : La Rochelle (16, Charente Maritime)

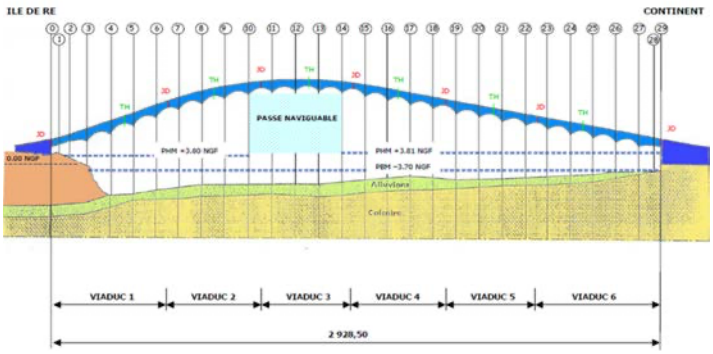
Contexte : Département de la Charente-Maritime (16)

Présentation

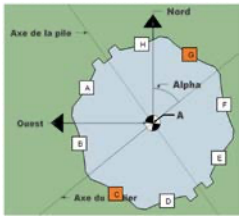
Pont de l'île de Ré ;

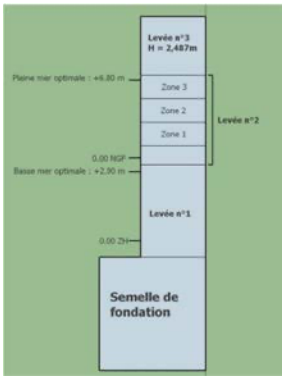


Profil en long des piles du pont : 15 piles sur 28 ont été étudiées

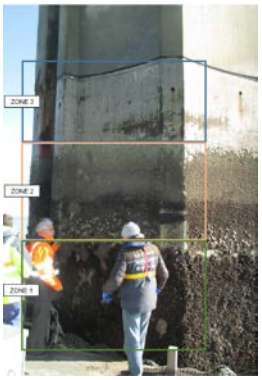


Sélection des zones d'investigations : Expositions : 2 faces : FC et FG ;
Elévations : Levée n°2 sur 3 zones d'investigations (de 1 m de hauteur et de 1 m 85 de largeur)



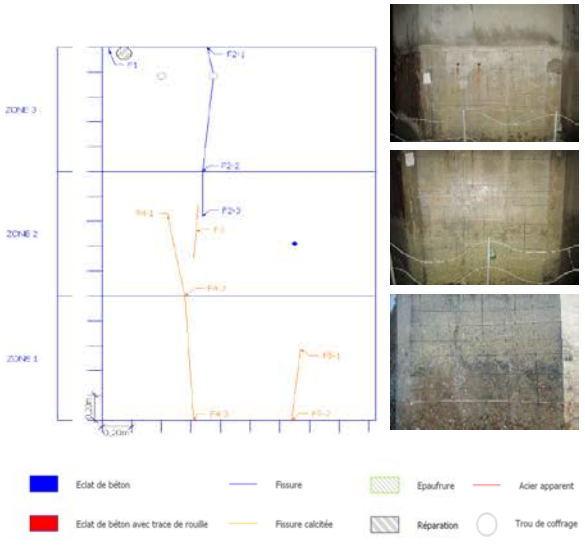




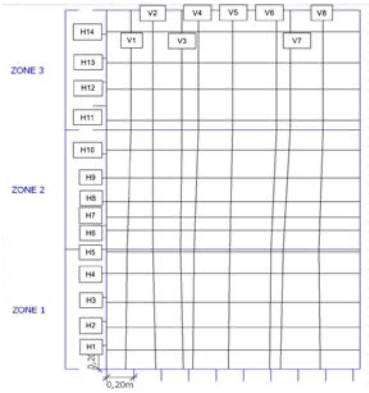


Résultats (extraits)

Inspection détaillée

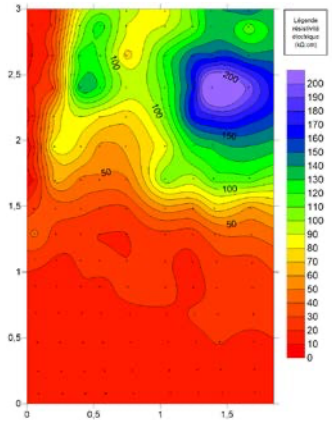


Positionnement des armatures

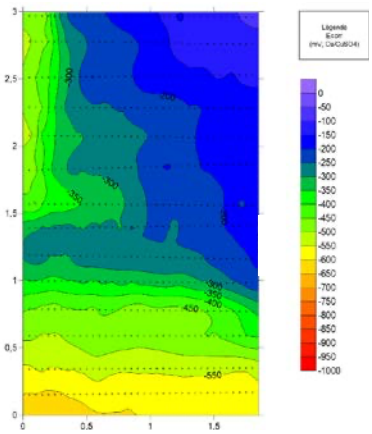


		X=0m	X=1,85m		V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
Zone 3	H14	Y=0,97m	Y=0,96m	Y=1m	X=0,07m	X=0,29m	X=0,49m	X=0,61m	X=0,88m	X=1,19m	X=1,29m	X=1,47m	
	H13	Y=0,78m	Y=0,76m										
	H12	Y=0,51m	Y=0,53m	Y=0m	X=0,09m	X=0,32m	X=0,49m	X=0,60m	X=0,88m	X=1,19m	X=1,31m	X=1,47m	
	H11	Y=0,29m	Y=0,28m										
	H10	Y=0,08m	Y=0,06m										
Zone 2	H9	Y=0,82m	Y=0,87m	Y=1m	X=0,09m	X=0,32m	X=0,49m	X=0,60m	X=0,88m	X=1,19m	X=1,31m	X=1,47m	
	H8	Y=0,57m	Y=0,56m										
	H7	Y=0,39m	Y=0,41m	Y=0m	X=0,12m	X=0,32m	X=0,48m	X=0,60m	X=0,90m	X=1,17m	X=1,31m	X=1,53m	
	H6	Y=0,19m	Y=0,16m										
Zone 1	H5	Y=1,00m	Y=0,98m	Y=1m	X=0,12m	X=0,32m	X=0,48m	X=0,60m	X=0,90m	X=1,17m	X=1,31m	X=1,53m	
	H4	Y=0,79m	Y=0,77m										
	H3	Y=0,59m	Y=0,59m										
	H2	Y=0,34m	Y=0,35m	Y=0m	X=0,18m	X=0,38m	X=0,52m	X=0,67m	X=0,94m	X=1,22m	X=1,38m	X=1,57m	
	H1	Y=0,15m	Y=0,17m										

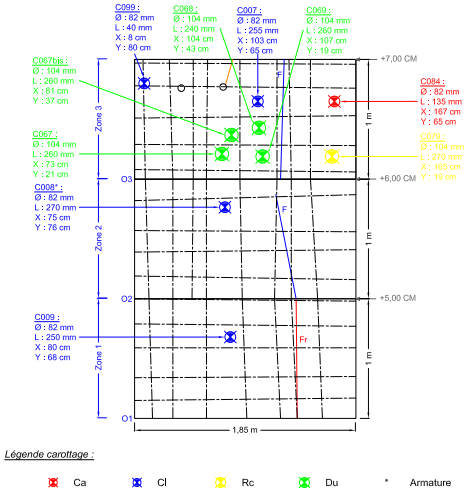
Cartographie de la résistivité électrique du béton d'enrobage (kΩ.cm) (Wenner a = 50mm)



Cartographie de potentiels en iso-valeurs pour les armatures horizontales (mV, Cu/$CuSO_4$ sat)



Plan de prélèvement des carottes



Plan de prélèvement des carottes

Enrobages¤		Armatures·horizontales¤			
Pile·-·Face·-·Zone¤		Moy.¤	Min¤	e_{95+}·*¤	e_{95-}·**¤
P5-FC¤	Z3¤	7,1¤	4,9¤	4,6¤	8,4¤
	Z2¤	7,4¤	5,2¤	5,0¤	9,1¤
	Z1¤	8,4¤	5,3¤	5,1¤	10,5¤

Indicateurs de durabilité

Classes de durabilité potentielle				
Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

Examen visuel des armatures (position V1/H13)

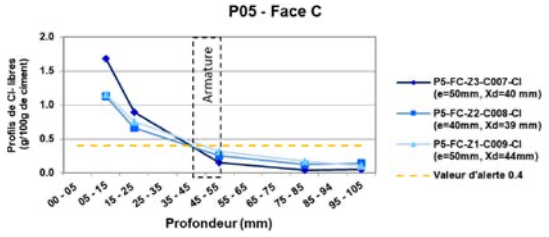


Positionnement des armatures

Indicateurs de durabilité AFGC 2004	P5-FC-Z3 C067bis,C068,C069		
Coefficient de diffusion apparent des chlorures (10^{-12} $m^2.s^{-1}$)	8.5	7.2	9.9
		8.5	
Résistivité électrique (Ohm.m)	141	133	141
		139	
Porosité accessible à l'eau (%)	11.3%	12.2%	12.7%
		12.1%	
Perméabilité au gaz (10^{-18} m^2)	80	107	140
		109	
Perméabilité à l'eau ($kg.m^{-2}.s^{-0,5}$)	0.83	0.94	0.96
		0.91	
Autres caractéristiques :			
Masse volumique apparente (kg/m^3)	2466	2430	2424
		2439.7	
Résistance à la compression corrigée (Mpa)		C079 64,3	

Témoins de durée de vie :

- Carbonatation Xc négligeable
- Profils des teneurs en ions chlorures libres (en g pour 100 g de ciment), (légende pour chaque carotte, enrobage e et Xd)



Annexe 5 _ Résidence d'habitation

Ouvrage : Résidence Eyre Merlin Seignosse (40)

Année de construction : 1978

Lieu : Seignosse (40)

Contexte : Diagnostic corrosion dans le cadre d'un sinistre de chute d'un garde-corps d'un balcon en béton armé.

Présentation

Identification et caractéristiques principales

Analyse de 70 balcons avec garde-corps en béton armé similaire à celui objet du sinistre visible ci-dessous.





Contenu du diagnostic

- Inspection visuelle
- Enrobages et caractéristiques du ferraillage par détection électro-magnétique et radar
- Potentiels de corrosion des aciers
- Diamètres résiduels des aciers corrodés
- Profondeurs de carbonatation
- Profils des teneurs en ions chlorures

Photos des ouvrages





Vues générales

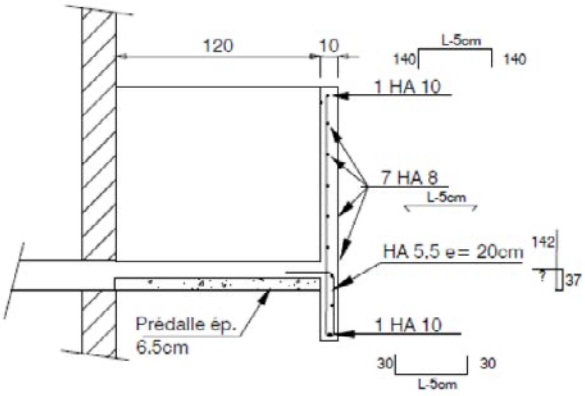




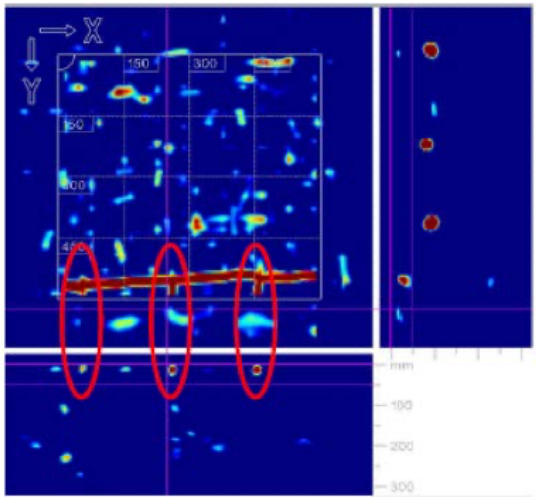
Coulures de produits de corrosion

Résultats (extraits)

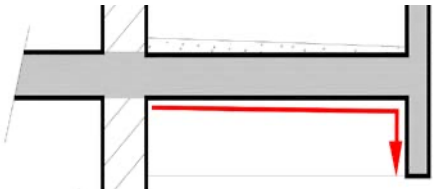
Relevé du principe structurel des balcons



Détection d'aciers au radar



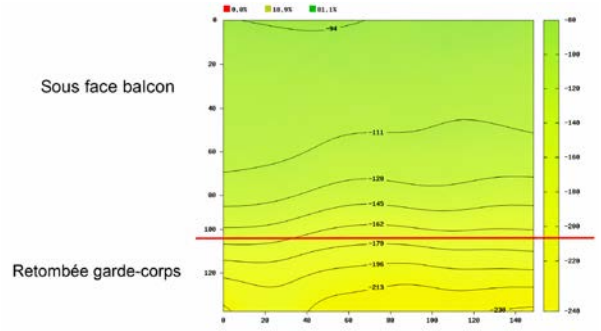
Mesures de potentiels (mV, Cu/CuSO$_4$ saturé)



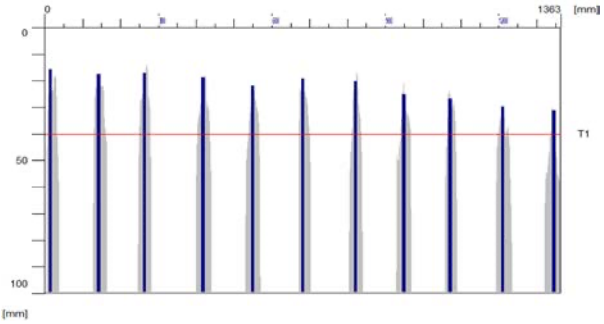
Côté façade

	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
0	-95.3	-89.4	-94	-87.5	-92.8	-95.8	-102.9	-96.9	-97.4	-96.2	-96.8
15	-101.5	-96.6	-95.5	-95.4	-96	-97.1	-100.6	-100	-101.1	-104.1	-99.8
30	-105.8	-105.8	-103.9	-104.5	-102	-101.4	-102.5	-103.8	-104.9	-102.4	-101.8
45	-103.5	-107.7	-107.7	-110	-109.4	-107.6	-108.8	-110.6	-109.9	-105.1	-103.3
60	-103.9	-108.7	-108.1	-106.3	-106.8	-108	-108.6	-112.2	-112.2	-109.7	-107.4
75	-103.2	-109.1	-105.5	-106.7	-118.1	-118.1	-110.3	-112.1	-115	-119.8	-112
90	-121.6	-114.4	-118	-125.7	-141.9	-142.5	-128.7	-128.2	-137.1	-144.2	-126.9
105	-137	-148.3	-153.1	-180.6	-169.2	-175.2	-175.8	-162	-160.8	-165.6	-162
120	-227	-216.2	-200.7	-216.2	-208.1	-216.1	-230.4	-208.9	-213.6	-214	-201.6
135	-236.9	-200.9	-191.4	-244	-231.4	-228.9	-250.5	-236.2	-234.4	-257.6	-264.2

Côté Garde corps



Mesures d'enrobage



Profils de teneur en ions Chlorures

N° prélèvement	Teneurs en Cl⁻ libres par rapport au poids de ciment* (%)	
	Profondeur 10-25	Profondeur 25-40
Chl1	0.43	0.25
Chl2	0.18	0.18
Chl3	0.25	0.18
Chl4	0.12	0.06
Chl5	0.06	0.06

Mesures de profondeur de carbonatation (indicateur Thymolphtaleine)



Sondages sur les garde corps présentant une souplesse anormale



Aciers dissous et sectionnés à la jonction dalle – garde-corps

Conclusions et exploitation du diagnostic

Les investigations ont permis :

- de déterminer les causes de la chute du garde-corps béton (corrosion localisée à la jonction garde-corps – dalle de balcon) avec contamination par chlorures exogènes (proximité de l'océan)
- de confirmer la similitude de pathologie de corrosion sur de nombreux autres garde-corps béton de la résidence
- de préconiser le type de travaux à réaliser et leur ampleur

Annexe 6 _ Villa E1027 E Grey

Ouvrage : Villa E1027 E Grey

Année de construction : 1926 -1929

Lieu : Roquebrune Cap Martin (06)

Présentation

Description de l'ouvrage :

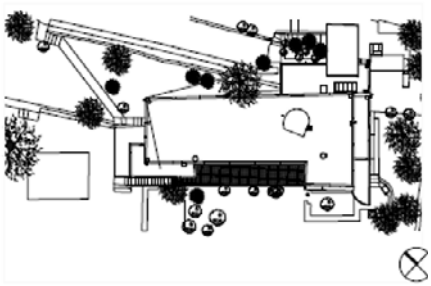




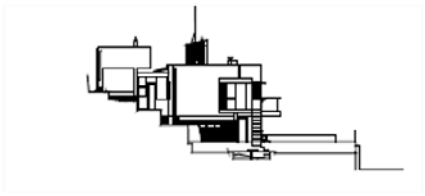


Implantation de l'ouvrage

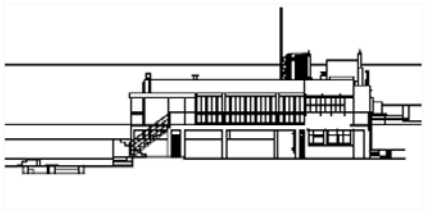
Plan de repérage



E-1027
Plan de rez-de-chaussée bas
échelle 1:500°



E-1027
Plan de la façade nord ouest
échelle 1:500°



E-1027
Plan de la façade sud est
échelle 1:500°

Classée monument historique en mars 2000, la villa en béton, est située face à la mer, elle a fait l'objet d'une campagne de réparations « traditionnelles » avec purges, passivation des aciers et application d'un inhibiteur de corrosion entre 2000 et 2006.

Reprise de la corrosion des aciers moins de 10 ans après la campagne de 2006, y compris dans les zones réparées.

Nécessité de procéder à un diagnostic matériaux & corrosion pour établir une solution réparatoire pérenne

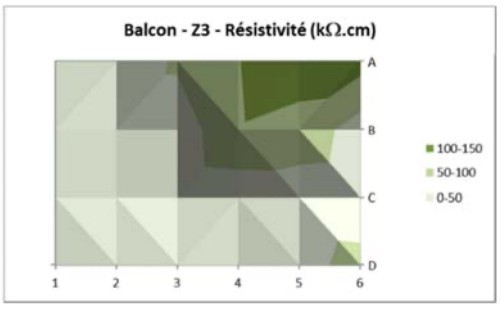
Contenu du diagnostic

- Position du front carbonatation/aciers
- Position et taux de chlorures/aciers
- Continuité électrique des aciers
- Cartographie des potentiels,
- Suivi des potentiels de corrosion/saisonnalité
- Vitesse de corrosion
- Résistance à la polarisation
- Porosité du béton
- Résistivité du béton
- Résistances intrinsèques (Traction/compression)
- Mesures température/ratio HR

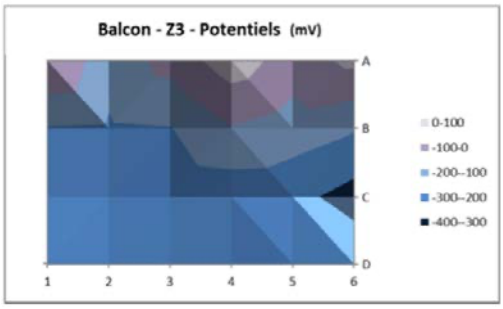
Résultats du diagnostic de durabilité

Profondeur	Teneur en ciment en %	Teneur en chlorures libres rapportée au taux de ciment en %
P1 : Poteau 009		
(0 à 10) mm	11,2	0,94
(10 à 20) mm	11,9	0,44
(20 à 30) mm	10,3	3,2
(30 à 40) mm	8,1	0,3
P2 : Poutre 002		
(0 à 10) mm	11,1	0,43
(10 à 20) mm	10,8	1,85
(20 à 30) mm	8,2	0,45
(30 à 40) mm	7,7	0,31
P3 : Poutre 004		
(0 à 10) mm	11,8	1,12
(10 à 20) mm	17	1,34
(20 à 30) mm	10,9	1,83
P4 : Balcon Sud		
(0 à 10) mm	10	1,86
(10 à 20) mm	12,5	0,26
(20 à 30) mm	11,6	0,23
(30 à 40) mm	15,8	0,66
P5 : Balcon Est		
(0 à 10) mm	31,8	0,15
(10 à 20) mm	22	0,05
(20 à 30) mm	13,5	0,15
P6 : Plancher		
(0 à 10) mm	8,1	0,31
(10 à 20) mm	9,2	2,14
(20 à 30) mm	10,8	1,45

Rappel : le valeur d'alerte est de 0,4% de chlorures libre par rapport au poids de ciment.



Les points de mesures sont espacés de 20 cm abscisse et en ordonnée.



Les potentiels sont mesurés avec une électrode de référence $Cu/CuSO_4$ sat.

Résultats du diagnostic :

Le béton est de faible résistance mécanique soit une moyenne comprise entre 9,6 et 13,3 MPa à la compression.

La majorité des aciers est dans un environnement pollué aux chlorures, et carbonaté (Le front de carbonatation vérifié sur site est compris entre 20 et 70 mm, ce qui excède l'épaisseur d'enrobage des armatures dans la plupart des cas).

La résistivité est faible et le niveau de corrosion élevé (des faciès de corrosion typiques des corrosions aux chlorures).

Les mesures au pachomètre et les purges réalisés pour accéder aux aciers ont confirmé des structures hétérogènes et un ferraillage complexe.

Le béton des éléments de structure (poteaux, poutres et planchers) est composé d'un mélange de ciment de type CEM I, dosé à 300kg/m^3, et de granulats essentiellement calcaires.

Préconisation :

Le choix a été fait de mettre en œuvre une protection cathodique des aciers par courant imposé, conjointement avec un travail de recherche sur la formulation des mortiers de réparation, afin de respecter les contraintes d'aspect visuel fini et d'homogénéité de comportement mécanique et électrochimique.





Annexe 7 _ Pont de Brotonne

Ouvrage : Pont de Brotonne (une zone), Pont à caisson à haubans au-dessus de la Seine

Lieu : Entre Areleaunes et Rive en Seine en Seine-Maritime, Normandie, France

Année de construction : 1974-1977, réparations locales (purge de béton puis ragréage) en 1999

Maitrise d'ouvrage : Département de la Seine Maritime (CD76)

Contexte : Diagnostic corrosion après réparations. Dans le cadre du suivi des ouvrages, le département a missionné le setec lerm pour une mission de maîtrise du risque de chute de matière au niveau des réparations de type ragréage réalisées en parties externes du caisson.
Le diagnostic porte sur le voussoir via un échantillonnage représentatif (120 m au total).

Caractéristiques : Longueur totale : 1278 m, travée centrale : 320 m, hauteur des pylônes : 125 m, hauteur tablier : 50 m, largeur tablier 3,80 m

L'une des zones en extérieur étudiée (Z3)

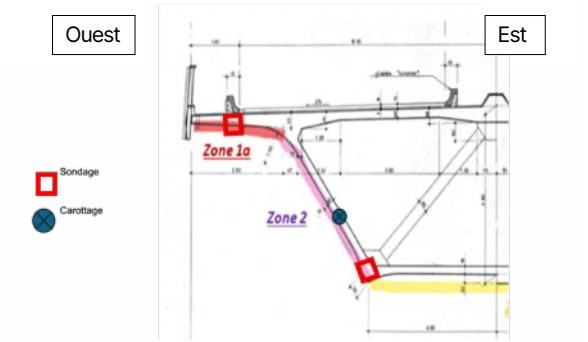
Implantation de la zone d'étude

Ame ouest



Vue générale d'une zone du pont - âme Ouest

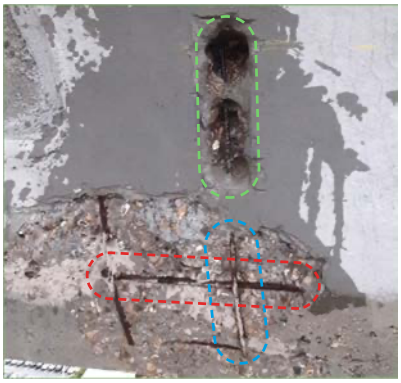
Implantation sur extrait de plan des sondages et prélèvements



Implantation du sondage et du prélèvement sur coupe transversale de voussoir

Sondage au droit des armatures et cartographie de gradient de potentiel d'électrodes

Âme Ouest – sondage en gousset inférieur

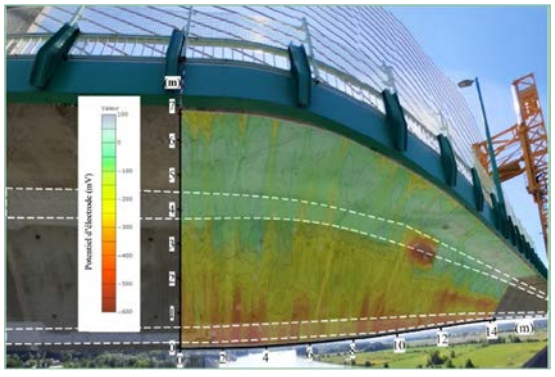


Armatures présentant une corrosion à cause d'un faible enrobage – âme ouest

Armature 1 verticale HA 8, enrobage = 38 mm
Armature 2 verticale HA 16, enrobage = 52 mm
Armature 3 horizontale HA 8, enrobage < 10 mm

armatures 1 et 3 : corrosion uniforme avec perte partielle du diamètre en chanfrein
armature 2 : saine

Âme Ouest – cartographie de potentiels d'électrode



Cartographie de potentiel d'électrode (électrode de référence $Cu/CuSO_4$ sat) – âme et encorbellement Ouest

Potentiel d'électrode modéré à important en âme, en partie inférieure (probabilité de corrosion modérée).
Potentiel d'électrode faible en encorbellement (probabilité de corrosion faible).
Localement, à 11 mètres en gousset supérieur, potentiel d'électrode important (probabilité de corrosion élevée).

Âme Ouest – sondage en encorbellement



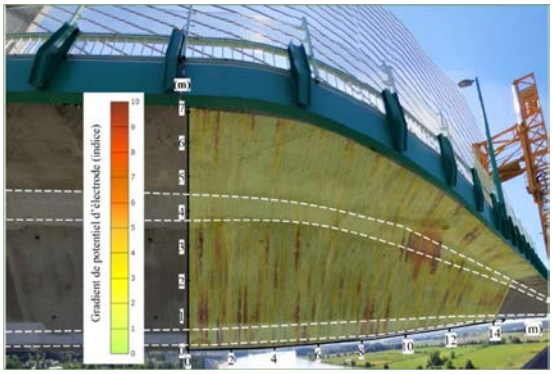
Détail des armatures – encorbellement ouest

Armature transversale HA 10, enrobage = 27 mm

Armature longitudinale Tor 6, enrobage = 42 mm

Etat : visuellement sain

Âme Ouest – cartographie de gradient de potentiels

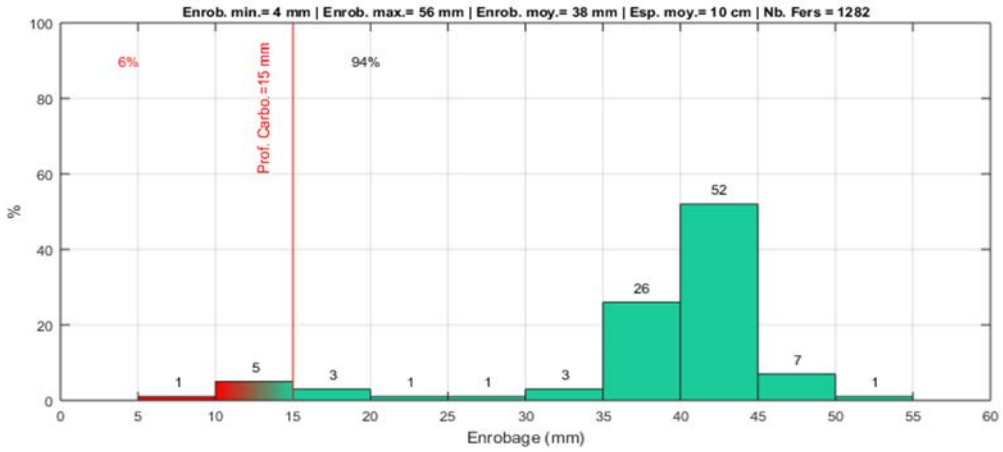


Cartographie de gradient de potentiel d'électrode (électrode de référence $Cu/CuSO_4$ sat) – âme et encorbellement Ouest

Gradients de potentiel d'électrodes localement élevés (points rougeâtres) en âme en partie inférieure et en encorbellement en extrémité.

Gradients de potentiel d'électrodes localement importants à 11 m en gousset supérieur.

Statistiques d'enrobage (Face Ouest - encorbellement et âme – armatures verticales et transversales)



Résultats de la mesure du front de carbonatation

Profondeur moyenne : **15 mm**
6 % d'armatures présentes en frange carbonatée
Les mesures ne tennant pas compte de l'épaisseur du mortier de ragréage



Frange carbonatée, zone grise, après application de thymolphtaléine

Titrage en ions chlorures libres (% massique par rapport au liant)

Profondeur (mm)	0-10	10-20	20-30
Cl- libres (% massique per rapport au poids de ciment)	0,01	0,01	< 0,01

Résultats et synthèse du diagnostic de l'une des zones du pont de Brotonne

Les investigations réalisées ont permis de :

- Déterminer et confirmer l'origine de la corrosion : elle est induite par la carbonatation au droit des armatures faiblement enrobées.
- Cartographier d'une manière assez précise les zones affectées par la corrosion avant réparation (malgré la présence de mortier de ragréage de réparation). Elles correspondent aux zones de jonction du caisson. Par ailleurs, cette corrosion reste globalement locale, grâce à la réparation mise en œuvre notamment.