

Vers une stratégie de réparation du béton armé dégradé

Gilbert GRIMALDI
Chef du groupe Structures et ouvrages d'art
Laboratoire régional de l'Est-Parisien

André RAHARINAÏVO
Chargé de mission
auprès du Directeur technique Ouvrages d'art
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Introduction

Les stratégies de réparation des ouvrages en béton armé ont été définies par diverses instances [1], [2], [3], [4] et [5]. Il s'agit de procédures complètes et générales dont les applications doivent être adaptées au cas par cas. C'est pourquoi, des procédures plus simples ont été proposées pour des familles de structures plus ou moins semblables [6] et [7].

Dans cet article, seul le cas des ponts et viaducs sur site terrestre sera pris en compte. Le cas des structures immergées peut, dans une certaine mesure, être étudié par extrapolation des techniques adaptées au béton aérien [8]. De plus, les procédures qui sont préconisées ici sont simplifiées et elles ne conviennent pas toujours à des ouvrages dégradés de façon anormale.

RÉSUMÉ

La stratégie de réparation du béton armé qui est proposée concerne les ponts placés dans des ambiances courantes. Elle comporte deux étapes. D'abord, l'état de conservation présent et futur du matériau est évalué. Ainsi, la date de l'amorçage de la corrosion est estimée par des méthodes graphiques simples qui tiennent compte des processus de dégradation. La date de la première fissuration du béton d'enrobage est aussi estimée.

Ensuite, le type d'intervention à mener est défini en tenant compte de la corrosion des armatures, d'une part, et des méthodes de réparation ou réhabilitation, d'autre part. Les méthodes nouvelles, telles que les traitements électrochimiques ou des imprégnations à l'aide de nouveaux produits, sont prises en compte dans cette stratégie.

MOTS CLÉS : 32-53-61 - Béton armé - Réparation - Corrosion - Armature - Fissuration - Béton hydraulique - Carbonate - Niveau de service - Pénétration - Halogénure - Altération (gén.) - Pont - Recyclage (matér.) - Méthode - Mesure.

État de conservation du matériau

L'état de conservation d'un ouvrage est évalué à partir d'investigations telles que des inspections visuelles ou des techniques plus sophistiquées [9], [10], [11], [12], [13] et [14]. Ces investigations ont pour but d'établir un diagnostic qui permet d'évaluer le niveau de service d'un ouvrage et de prévoir l'évolution probable des désordres. En fait, cet article se limite au cas de dégradations du béton armé, en tant que matériau. Ceci signifie qu'ici le fonctionnement mécanique des ouvrages dégradés n'est pas pris en considération. De plus, seuls les cas les plus courants de dégradations d'ouvrages qui ne sont ni enterrés ni immergés, sont traités dans cet article. En particulier, les dégradations qui sont considérées ici sont dues uniquement à la corrosion des armatures qui se trouvent dans du béton d'enrobage attaqué soit par le dioxyde de carbone (carbonatation), soit par des chlorures venant du milieu environnant (site maritime, sels de déverglaçage, etc.).

Par ailleurs, une stratégie simple de réparation du béton armé dégradé peut être appliquée après un diagnostic fait à partir de mesures et de calculs légers, la méthode de réparation étant choisie parmi une liste qui est préalablement établie. La stratégie qui est proposée ici suppose en outre que les ouvrages sont suivis régulièrement et, en particulier, que l'état initial (dit état de référence) de l'ouvrage est connu.

Un diagnostic de l'état du béton armé permet non seulement de décrire les dégradations, mais aussi de les localiser et de préciser leur origine. Il convient alors de remarquer que la carbonatation du béton est due au dioxyde de carbone (CO_2) qui est dans l'air atmosphérique. Ce gaz pénètre dans le matériau à travers les pores du ciment durci qui ne sont pas saturés d'eau (interstitielle). Les pores les plus fins restent remplis d'eau, tant que l'humidité relative de l'air reste dans les conditions ordinaires et le volume relatif des pores qui permettent la pénétration du dioxyde de carbone dépend de l'humidité de l'atmosphère.

Par contre, les chlorures sont dissous dans l'eau qui vient de l'extérieur et pénètrent dans le béton. Cette pénétration ne se fait que si l'eau interstitielle du béton constitue une phase continue. Cette continuité n'est permanente que si le béton est constamment humide. Dans les atmosphères naturelles, l'eau qui vient des précipitations atmosphériques peut s'évaporer lorsque l'air s'assèche. Les cycles d'humidité relative de l'atmosphère jouent donc un très grand rôle dans la pénétration des chlorures. De plus, il apparaît que, si le béton est poreux et s'assèche vite, le dioxyde de carbone pénètre facilement alors que les chlorures ont besoin d'eau pour pénétrer dans ce matériau.

C'est pourquoi, dans ce qui suit, les désordres dus à la carbonatation sont séparés de ceux qui sont dus aux chlorures.

Extension de la carbonatation

Détermination de la profondeur de carbonatation

La carbonatation résulte de la réaction entre le dioxyde de carbone (CO_2) et les hydroxydes du ciment, et surtout la chaux ($\text{Ca}[\text{OH}]_2$). Cette réaction provoque une neutralisation du béton, dont le pH passe ainsi de 12,5 environ à 9 environ. Dans la pratique, c'est cette diminution du pH qui est suivie et sert de détecteur de la carbonatation.

L'épaisseur de la zone carbonatée est appelée profondeur de carbonatation. Elle se détermine à

l'aide d'un indicateur coloré, qui évalue un pH et qui est pulvérisé sur une cassure fraîche de béton prélevé. L'indicateur qui est le plus courant est la phénol-phtaléine, qui est incolore lorsque le pH est inférieur à 9,5 environ et qui a une teinte rose pour les valeurs de pH plus élevées. Il est à remarquer qu'une zone carbonatée n'a pas de front rectiligne, car la carbonatation ne concerne que le ciment et non pas les granulats du béton. Ainsi, c'est la moyenne de l'épaisseur de cette zone qui est prise en compte et qui est appelée profondeur de carbonatation (fig. 1).

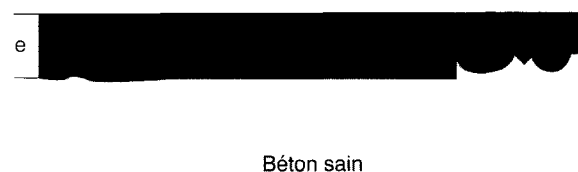


Fig. 1 - Détermination de la profondeur de carbonatation à l'aide d'un indicateur coloré de pH.

Dans certains bétons particuliers, par exemple ceux qui sont imprégnés par des silanes, les résultats des mesures faites avec des indicateurs colorés peuvent être discutables. Il convient alors d'utiliser des méthodes plus sophistiquées (diffraction de rayons X, etc.) pour caractériser la zone carbonatée. Ces méthodes ne sont pas prises en compte dans la stratégie simple qui est décrite ici.

Évolution future de la profondeur de carbonatation

Puisque le dioxyde de carbone pénètre dans le béton, surtout sous forme gazeuse, il importe d'évaluer la perméabilité au gaz du béton de peau. Cette grandeur se détermine de façon strictement non destructive [13]. Elle dépend du volume relatif des pores non saturés d'eau (interstitielle), c'est-à-dire de la teneur en eau dans le béton pour une humidité relative donnée de l'atmosphère. C'est pourquoi, les mesures de perméabilité de la surface du béton sont faites sous diverses valeurs de l'humidité relative. Mais cette perméabilité au gaz n'est qu'un indicateur de la valeur de la profondeur de carbonatation et de l'évolution de celle-ci. Sa mesure permet surtout de caractériser l'homogénéité du béton du point de vue de la facilité de pénétration des gaz. Ainsi, elle permet de valider les résultats d'une mesure de profondeur de carbonatation et, éventuellement, de déterminer les endroits où des prélèvements sont à effectuer pour déterminer des paramètres liés à la durabilité du béton (porosimétrie, etc.).

D'après les modèles les plus simples, la carbonatation apparaît lorsque la teneur en dioxyde de carbone dans le béton atteint une valeur seuil. De plus, la pénétration de ce gaz est décrite par une loi de diffusion qui néglige les réactions chimiques [15]. Avec ces hypothèses, la profondeur de carbonatation e est proportionnelle à la racine carrée du temps t . Mais, en fait, l'exposant de t peut varier légèrement autour de la valeur 0,5 [15] et [16].

Cette loi, dite « en racine du temps », est utilisée dans certaines procédures pratiques [4]. Mais les mesures faites sur des ouvrages montrent un écart par rapport à cette loi qui n'est pas négligeable [16]. Les résultats d'essais et de mesures sur ouvrages ont montré que c'est surtout dans le béton assez jeune (moins d'un an d'âge) que la loi « en racine du temps » n'est pas respectée. Ceci est dû non seulement aux réactions entre le dioxyde de carbone et le ciment [17], mais aussi au fait que le séchage de l'enrobage de béton, qui vide certains pores, est un processus lent, sa cinétique dépendant de la porosité du béton et des conditions atmosphériques.

Comme le montre la figure 2 [16], après une certaine durée, la profondeur de carbonatation suit une loi du type :

$$e = e_0 + k \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

où e_0 et k sont deux constantes qui dépendent du matériau et du milieu environnant.

La prévision de l'évolution de la profondeur de carbonatation peut alors se faire simplement de la façon suivante. Dans un premier temps, à un âge t_1 compris entre 2 et 5 ans, la profondeur de carbonatation e_1 est mesurée. Cette valeur permet de porter le point P_1 sur le diagramme $e - \sqrt{t}$ (fig. 3). La droite OP_1 (O étant l'origine des coordonnées) coupe la droite $e = x_{\text{enrob}}$ (x_{enrob} étant l'épaisseur d'enrobage des armatures) en un point qui correspond à un temps t_{enrob} .

Ensuite, une mesure de la profondeur de carbonatation e_2 est faite à un âge t_2 . Si, à partir de la première mesure, la valeur de t_{enrob} est inférieure à vingt ans, cette deuxième mesure se fait après un délai assez court, par exemple, $t_2 - t_1 = 2$ ans, sinon cette échéance t_2 est comprise entre cinq et dix ans. Le couple (t_2, e_2) correspond à un point P_2 sur le diagramme $e - \sqrt{t}$ (fig. 3).

La valeur future de la profondeur de carbonatation est alors donnée par la droite P_1P_2 (fig. 3). La performance (justesse) de cette prévision s'évalue en faisant d'autres mesures de la profondeur de carbonatation à des échéances ultérieures (à l'âge de quinze, par exemple).

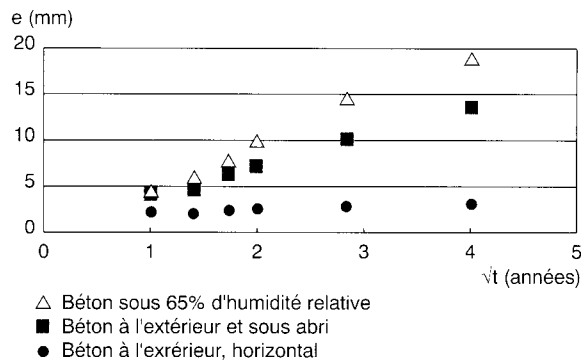


Fig. 2 - Évolution de la profondeur de carbonatation en fonction de la racine carrée du temps, d'après [16] : triangles jaunes : béton sous 65 % d'humidité relative, carrés roses : béton à l'extérieur et sous abri, losanges bleus : béton à l'extérieur, horizontal.

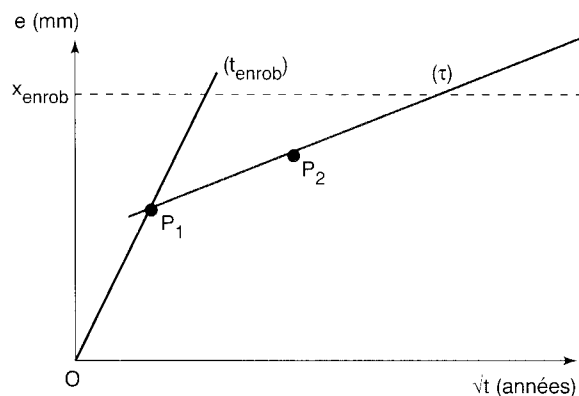


Fig. 3 - Diagramme donnant la profondeur de carbonatation e en fonction de la racine carrée du temps t .

Il est important de noter la valeur du temps τ correspondant à l'intersection de la droite (P_1P_2) avec la droite $(e = x_{\text{enrob}})$. Ce temps correspond à l'amorçage probable de la corrosion des armatures enrobées dans un béton qui est seulement carbonaté.

Le paramètre k de la relation (1) caractérise la facilité de carbonatation d'un béton. Ce paramètre dépend à la fois du matériau et de son milieu environnant. Les facteurs liés au matériau sont la porosité (donc le rapport eau-ciment), le type de ciment [18] [19] [20] et les conditions de mise en œuvre (cure, etc.). Les facteurs liés à l'environnement sont la température et surtout l'humidité relative [16].

Évolution de la pénétration des chlorures

Détermination du profil de teneur en chlorures

L'eau de gâchage du béton peut contenir des chlorures, venant par exemple des adjuvants. Ces chlorures sont en partie fixés par le ciment et ne se trouvent pas dans l'eau interstitielle du ciment durci. Ces chlorures liés ne participent pas à la corrosion des armatures. En fait, ce cas de teneur trop élevée en chlorure dans le béton n'est pas courant pour les ponts et viaducs en béton armé. Il n'est pas pris en compte ici.

Par contre, les chlorures qui sont dissous dans l'eau du milieu environnant (embruns, sels de déverglaçage) pénètrent dans le béton, de sorte que leur concentration est forte en surface et faible à cœur. Le profil de teneur en chlorures se détermine à l'aide de carottes de béton, dans lesquelles des tranches de faible épaisseur (de l'ordre du millimètre) sont découpées pour permettre le dosage de ces chlorures. Mais des poudres de béton peuvent aussi être prélevées par forage à des profondeurs successives, au même endroit, et permettre le dosage en chlorures [21]. Ainsi, les valeurs des teneurs C mesurées à diverses profondeurs x (au nombre de 3 à 8 en général) sont utilisées pour tracer le profil continu de teneur en chlorure $C(x)$ dans le béton étudié.

Leur profil de concentration est strictement décroissant si le béton est constamment ou très souvent saturé d'eau. Si le béton se dessèche en surface lorsque l'atmosphère a une très faible

humidité relative, ce profil n'est plus strictement décroissant. Il comporte une partie strictement décroissante, pour des profondeurs ($x \geq x_m$) où l'eau contenue dans le béton forme une phase continue (fig. 4).

Lorsque l'eau interstitielle du béton forme une phase continue, la pénétration des chlorures est un processus de diffusion qui est associé à une faible interaction des chlorures (adsorption et réaction chimique) avec le ciment. Dans le modèle simplifié qui est utilisé ici, seule la diffusion est prise en considération. La loi de diffusion, dite de Fick, relie la concentration $C(x, t)$ à la profondeur x et au temps t . En fait, cette loi est une équation différentielle qui est caractérisée par la diffusivité D des chlorures dans le béton (voir encadré). Les valeurs de D dépendent surtout de la porosité du béton, mais d'autres paramètres peuvent intervenir. Du point de vue pratique, cette diffusivité D peut se déterminer à partir du profil $C(x, t_0)$, connaissant l'âge t_0 du béton, en utilisant la loi de diffusion [4].

Ainsi, un profil de teneur en chlorure $C(x, t_0)$ permet de déterminer :

- la valeur de la concentration au niveau des armatures, soit $C(x_{enrob})$,
- la diffusivité D des chlorures.

Ce coefficient D dépend, en toute rigueur, de l'âge [23] et de l'état de carbonatation [24] du béton ainsi que de l'humidité relative de l'atmosphère environnante [25] et [26]. Pour les prévisions simplifiées, ce coefficient D est supposé constant et les conclusions qui en découlent sont conservatives, c'est-à-dire vont dans le sens de la sécurité.

Lorsque la teneur en chlorure dans le béton est encore faible, parce que l'ouvrage est assez récent, la détermination de la diffusivité D est difficile. Il convient alors de prélever une carotte de béton, au niveau des armatures, et d'effectuer un essai dit de migration des chlorures. Il convient de remarquer que cet essai, qui convient pour tous les bétons, permet de déterminer rapidement la diffusivité D .

Évolution future de la pénétration des chlorures

La connaissance du coefficient D permet de prévoir l'évolution de la concentration C en chlorures en fonction du temps, pour une valeur particulière de la profondeur (par exemple, $x = x_{enrob}$). En effet, elle permet de calculer la courbe d'évolution $C(t \geq t_0)$ puisque la condition limite $C(x_{enrob}, t_0)$ est connue.

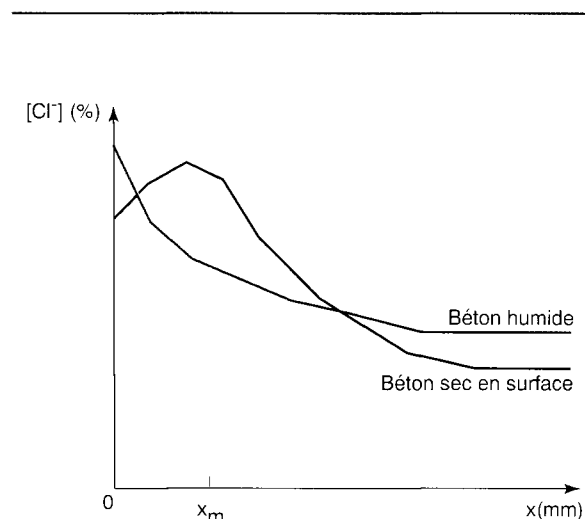


Fig. 4 - Types de profils de teneur en chlorures dans le béton.

Par ailleurs, une prévision semblable au cas de la carbonatation peut aussi être utilisée. En effet, une approche simplifiée permet de prévoir l'échéance d'une nouvelle détermination du profil de teneur en chlorure. Un premier profil (fig. 5) permet de calculer le paramètre l qui est lié au coefficient de diffusion D (moyen) et à l'âge t_a de l'ouvrage (voir l'encadré). Si $l > 7\sqrt{t_a}$ (avec l en mm et t_a en année) et si la teneur en chlorure dans les cinq premiers millimètres à partir de la surface dépasse 0,5 % (par rapport à la masse de béton), une autre détermination de profil est faite entre quatre et sept ans après le premier.

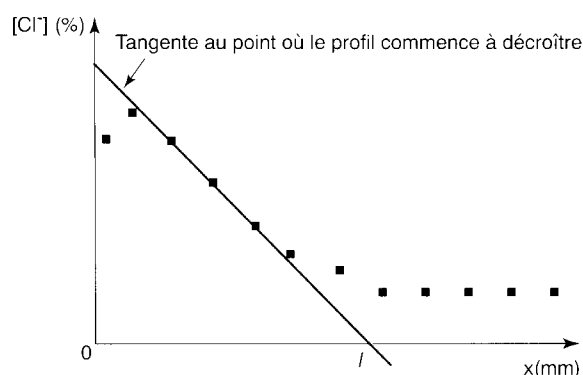


Fig. 5 - Détermination du paramètre l à partir d'un profil de teneur en chlorure.

Ces deux profils, déterminés à deux dates différentes, sont utilisés pour prévoir la pénétration des chlorures. Il s'agit de fixer une valeur particulière C_{cr} de la teneur en chlorures et de calculer la courbe donnant x_{cr} en fonction du temps t , où x_{cr} est la valeur de la profondeur pour laquelle $C = C_{cr}$. Ici aussi, la loi est du type en racine carrée du temps : $x_{cr} = K\sqrt{t}$ ou similaire $x_{cr} = \alpha + K\sqrt{t}$. Des profils établis à deux dates t_1 et t_2 permettent de déterminer les profondeurs particulières $x_1 = x_{cr}(t_1)$ et $x_2 = x_{cr}(t_2)$. La droite passant par les points $(x_1, \sqrt{t_1})$ et $(x_2, \sqrt{t_2})$ donne la loi de prévision $x_{cr}(t)$.

Dans la pratique, de telles prévisions ne sont valides que si la pénétration des chlorures suit bien un processus de diffusion. Une autre approche doit être appliquée, en toute rigueur, si le béton n'est pas saturé d'eau et comporte des pores vides [22] et [27]. Dans ce cas, le profil de teneur en chlorure comporte une partie non décroissante (absence de diffusion pure) et celle-ci n'est pas prise en compte dans les prévisions qui sont présentées ici. La surface libre (parement) du béton est alors remplacée par le plan (profondeur $x = x_m$) à partir duquel ce profil de chlorures commence à décroître.

Extension de la corrosion des armatures

Localisation des zones de corrosion

La carbonatation et la pénétration des chlorures n'ont pas, à moyen terme, d'effets néfastes vis-à-vis du béton lui-même. Elles dégradent le béton armé, en déclenchant la corrosion des armatures. En effet, dans un béton qui n'est ni carbonaté, ni pollué par des chlorures, les aciers sont protégés par les produits de la réaction entre ces métaux et le ciment. Ces produits sont modifiés par la carbonatation et une forte teneur en chlorures et alors ils ne sont plus protecteurs : les aciers se corrodent par « dépassivation ».

Une caractéristique importante de la corrosion métallique est qu'il s'agit d'une dissolution du métal, nécessairement associée à une autre réaction dite de réduction (formation d'ion hydroxyle OH^- , par exemple). Ces deux types de réactions peuvent se produire en des endroits fixes. Dans ce cas, les zones de dissolution, donc de « corrosion » qui ont des dimensions allant du millimètre à quelques mètres, se juxtaposent à des zones de non-corrosion (réduction). Ainsi, même si une quantité suffisante d'agents agressifs (chlorures, etc.) atteint les armatures, celles-ci ne sont pas corrodées sur toutes leurs surfaces.

C'est pourquoi, les mesures de profondeurs de carbonatation ou de teneurs en chlorures doivent être complétées par une localisation des zones de corrosion. Cette localisation se fait par mesure de potentiel d'électrode.

Prévision de l'amorçage de la corrosion

Les zones où les armatures ont commencé à se corroder par suite d'une dépassivation peuvent être localisées de façon non-destructive [28]. Il s'agit essentiellement de mesurer le potentiel d'électrode E_c de ces aciers. Une armature est en cours de corrosion si son potentiel E_c est assez négatif : le critère usuel est $E_c < -350$ mV par rapport à une électrode de référence au cuivre-sulfate de cuivre. Mais ce critère est à vérifier au cas par cas, en vérifiant qu'une armature dont le potentiel E_c est très négatif, est effectivement rouillée.

Il est possible de prévoir l'extension possible de ces zones de dégradation. En effet, les armatures dans le béton restent protégées par le produit de leur réaction avec le ciment, lorsque le rapport des concentrations en chlorures $[Cl^-]$ et hydroxyle $[OH^-]$ vérifie la relation $[Cl^-] < [OH^-]$ ou une relation plus empirique $[Cl^-] < 0,6 [OH^-]$, sachant que ces deux relations sont en pratique équivalentes, si le pH

du béton est mesuré à 0,3 près [29], [30], [31] et [32]. Lorsque ces relations ne sont pas vérifiées, les armatures peuvent se dépassiver localement, la zone des réactions cathodiques (formation de OH^-) continuant de recouvrir ces aciers d'un produit protecteur. Il convient également de remarquer que lorsqu'une dépassivation se produit à cause de la présence de chlorure ou de carbonate, le pH du béton peut baisser localement. Tous ces points contribuent à rendre difficile l'établissement d'un critère de non-corrosion des armatures dans le béton. Plus encore, c'est souvent le critère de corrosion qui est avancé, alors que ce type de critère néglige le trait spécifique de la corrosion qui indique qu'une zone de dissolution (corrosion) doit nécessairement exister à côté d'une zone de non-dissolution. Pour simplifier la prévision de l'amorçage de la corrosion, à la suite d'une dépassivation, il est commode de supposer que le béton « sain », non dégradé par les carbonates, ni contaminé par les chlorures, a un pH égal à 12,5 et qu'un béton carbonaté a un pH égal à 9,5. Dans ces conditions, les règles précédentes indiquent que la dépassivation dans un béton carbonaté se produit lorsque la teneur en chlorures atteint une valeur 103 fois inférieure à celle qui provoque cette dépassivation dans un béton « sain ».

La corrosion des armatures ne s'amorce pas dans un béton « sain », tant que sa teneur en chlorure ne dépasse pas 0,1 % (par rapport à la masse de béton). Cette valeur critique devient égale à 0,0001 % pour le béton carbonaté. Une telle valeur est excessivement faible : elle correspond à la teneur en chlorure dans des eaux potables. En d'autres termes, la corrosion des armatures dans un béton carbonaté est surtout due à l'abaissement de pH et la présence de chlorure peut être négligée.

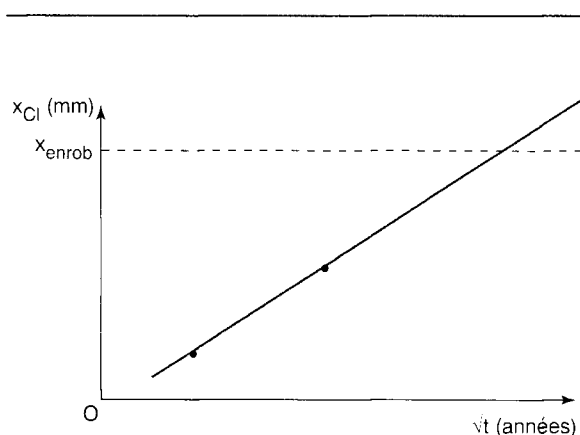


Fig. 6 - Prévision de l'avancement du front d'amorçage de la corrosion due aux chlorures.

L'amorçage de la corrosion des armatures due aux chlorures peut être traduit sous forme d'une droite dans le repère « racine carrée du temps t - profondeur x_{Cl} » (fig. 6). Les deux points qui déterminent cette droite correspondent à deux dates d'analyses. Les profondeurs x_{Cl} correspondent aux profondeurs pour lesquelles la teneur en chlorure est égale à 0,1 % (par rapport à la masse de ciment).

Prévision de la fissuration de l'enrobage

Une fois que la corrosion métallique est amorcée, des produits (rouille) se forment autour des armatures. Ces produits de corrosion ont un volume beaucoup plus élevé que l'acier qui leur a donné naissance. Ce gonflement génère des contraintes qui peuvent provoquer des fissures ou des feuilletages dans l'enrobage. Dans le cas d'un ouvrage situé dans l'atmosphère, un enrobage en béton de type classique pour un ouvrage d'art, dont l'épaisseur est de l'ordre de quelques centimètres, se fissure lorsque la perte de métal atteint environ un millimètre.

Il est intéressant de prévoir l'apparition des premières fissures, qui est donc liée à la vitesse de la dissolution métallique. Il est clair que de telles prévisions ne peuvent pas donner des durées d'amorçage de la fissuration avec une précision relative ne dépassant pas 20 % ; mais ce type d'information a son utilité.

Des procédures, établies de façon empirique, ont été proposées pour déterminer la date de la première apparition de fissuration d'un enrobage autour d'armatures corrodées [33] et [34]. La figure 7 donne le nomogramme de principe de la méthode américaine [34] qui correspond à des cas de corrosion due à la pénétration des chlorures. La généralisation de l'application de ces procédures sur d'autres ouvrages reste à prouver.

C'est pourquoi il est préférable d'appliquer une méthode qui tienne compte des particularités de chaque ouvrage. Il s'agit de mesurer la vitesse de corrosion des aciers dans l'ouvrage étudié, notamment par mesure de résistance de polarisation R_p . La relation entre la vitesse de corrosion v_{corr} et R_p s'écrit $R_p \cdot v_{corr} = 250$, si v_{corr} est en $\mu\text{m/an}$ et R_p en kiloohm par centimètre carré.

Il est à remarquer que la vitesse instantanée de la corrosion des armatures s'évalue maintenant de façon non destructive, par mesure de la résistance de polarisation R_p ou méthode analogue [35].

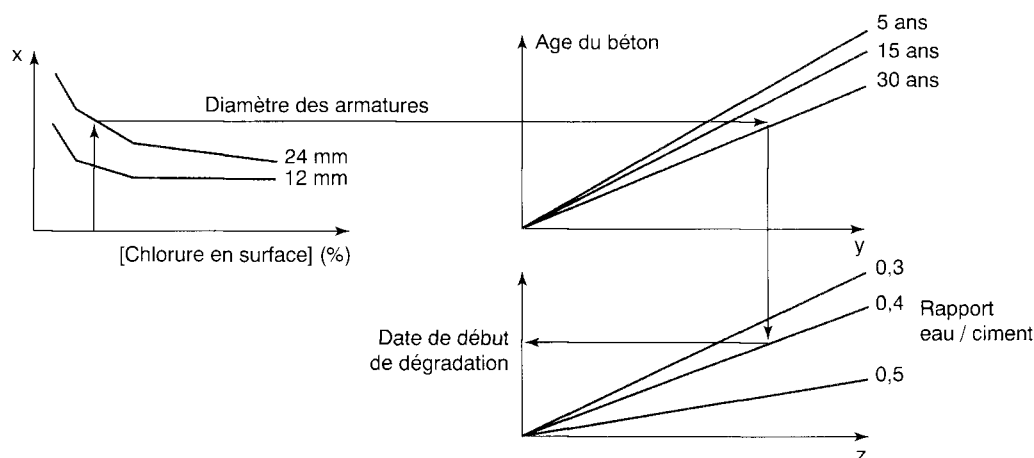


Fig. 7 - Résistance de polarisation d'éprouvettes de béton armé, à l'état sain, après carbonatation et après carbonatation et pollution par des chlorures, d'après [36]. La résistance de polarisation R_p diminue lorsque la vitesse de corrosion augmente. Ici, dans le cas du béton pollué par des chlorures, cette vitesse est de l'ordre de $10 \mu\text{m/an}$.

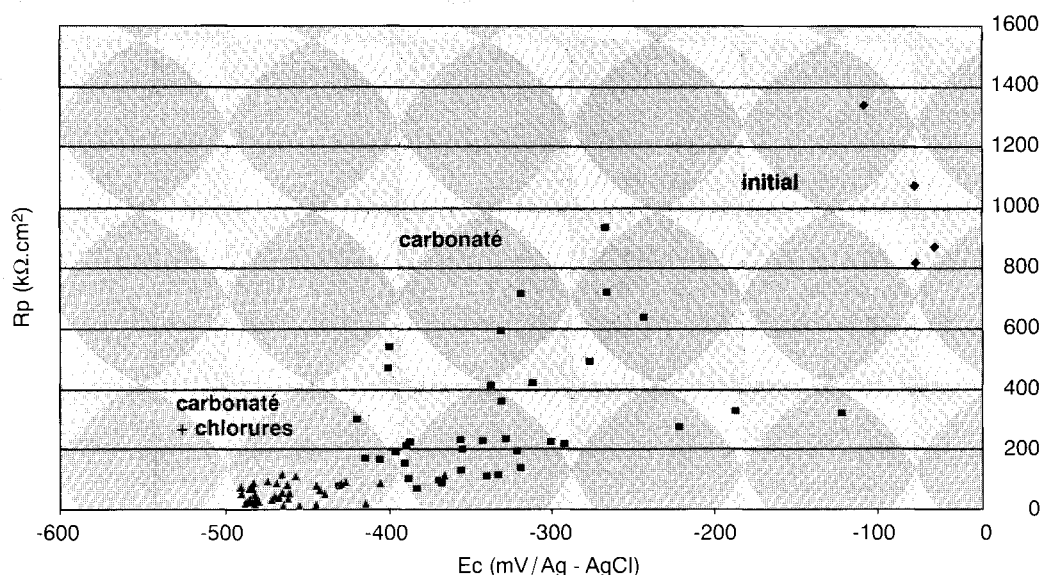


Fig. 8 - Résistance de polarisation d'éprouvettes de béton armé, à l'état sain, après carbonatation et après carbonatation et pollution par des chlorures, d'après [36]. La résistance de polarisation R_p diminue lorsque la vitesse de corrosion augmente. Ici, dans le cas du béton pollué par des chlorures, cette vitesse est de l'ordre de $10 \mu\text{m/an}$.

Les expériences de laboratoire (fig. 8) et aussi des mesures sur sites montrent que la vitesse de dissolution des armatures est :

- supérieure à $10 \mu\text{m/an}$ dans un béton contaminé par des chlorures,
- et
- de l'ordre de $5 \mu\text{m/an}$ dans un béton carbonaté.

Ces ordres de grandeurs peuvent être affinés. De plus, la vitesse de corrosion n'est pas uniforme sur toute la longueur d'une armature. Par exem-

ple, la corrosion par les chlorures se traduit par des petites zones (piqûres) où la dissolution est beaucoup plus forte que pour l'ensemble (moyenne) de l'acier. La vitesse de corrosion dans ces piqures est pratiquement impossible à mesurer.

L'enrobage de béton est fissuré lorsque la dissolution moyenne de l'armature atteint une valeur critique qui dépend des caractéristiques du béton et qui est souvent comprise entre 0,05 et 1 mm.

Choix des actions possibles

Classification de l'état du béton armé

Dans une partie d'ouvrage, les armatures ne sont corrodées qu'en certaines zones (dites parfois « anodiques »), alors qu'elles sont restées intactes (« passivées ») en d'autres. Il importe donc de localiser les zones de corrosion et de distinguer dans les parties d'ouvrages les trois zones :

- la zone où les armatures sont protégées (ou « passivées ») par un enrobage de béton sain,
- la zone où les armatures se corrodent, mais l'enrobage de béton est intact (ni éclatement, ni fissure),
- celle où l'enrobage de béton est dégradé par une fissuration ou un délaminage.

Il est rappelé que les zones où les armatures sont corrodées ont :

- soit un enrobage de béton fissuré ou éclaté,
- soit un enrobage intact, mais les armatures sont à des potentiels E_c très négatifs. En général, le seuil discriminant est $E_c = -350$ mV, l'électrode de référence étant au cuivre-sulfate de cuivre. La validité de ce seuil doit être confirmée par l'examen visuel d'une armature qui est située dans cette zone et qui est mise à nu.

Les éventuelles réparations à entreprendre ne sont pas les mêmes dans ces diverses zones. Il convient de noter que les réparations ne sont

utiles que si les zones sont assez étendues ou qu'elles se situent dans les parties mécaniquement critiques de la construction [37]. De plus, l'efficacité de ces réparations dépend de nombreux facteurs. Il est donc indispensable de les vérifier, après exécution, en effectuant des essais appropriés. L'ensemble de la stratégie proposée est illustrée par la figure 9.

Stratégie pour un enrobage non fissuré

Lorsqu'une armature est, d'après la valeur de son potentiel E_c , « passivée », les risques de corrosion prochaine sont négligeables si les trois conditions suivantes sont simultanément vérifiées :

- l'armature est à plus d'un mètre d'une zone de corrosion,
- l'épaisseur de béton sain $[x_{\text{enrob}} - e]$, e = profondeur de carbonatation) est supérieure à 10 mm.
- la teneur en chlorure dans le béton à environ 10 mm de l'armature, est inférieure à 0,1 %, par rapport à la masse de ciment.

Dans ce cas, aucune réparation, ni protection ne sont à prévoir, sauf parfois, à titre préventif, dans le cas d'un milieu environnant agressif.

Si les risques immédiats de corrosion sont faibles, c'est-à-dire si l'une des trois conditions précédentes est vérifiée, il convient de déterminer la date d'amorçage de la corrosion. Cette

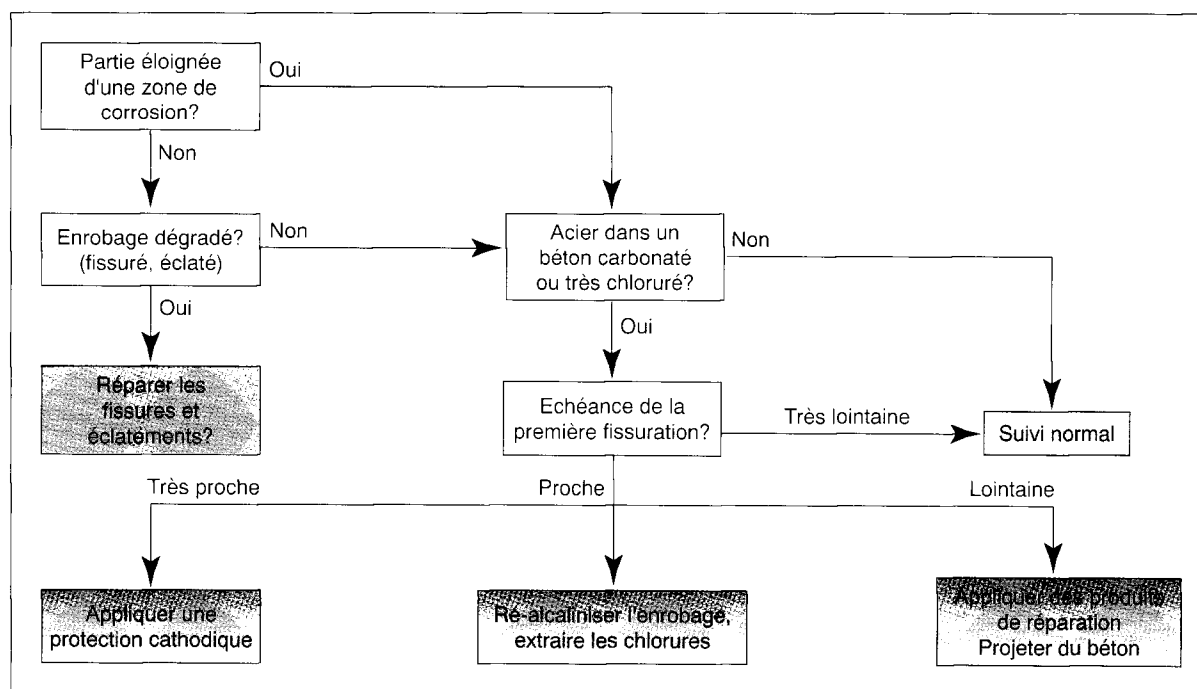


Fig. 9 - Organigramme de la stratégie possible pour la réparation des parties d'ouvrages en béton armé.

prévision utilise les résultats des diagnostics sur la carbonatation ou la pénétration des chlorures qui ont permis de tracer, dans le repère « racine du temps-profondeur », les droites caractéristiques (fig. 3 et 4). Une armature sera considérée comme étant dans un béton très carbonaté ou très pollué par des chlorures, si la corrosion est amorcée ou s'amorce dans un avenir très proche.

Si la date d'amorçage de la corrosion est estimée proche, il convient de déterminer la date de la première fissuration de l'enrobage. Les mesures à prendre dépendent alors de l'échéance de cette première fissuration. Suivant qu'elle est estimée comme étant lointaine ou proche, les réparations à effectuer consistent :

- soit à appliquer des produits de protection (revêtement ou imperméabilisation) [38],
- soit à traiter l'enrobage pour éliminer les causes de corrosion (par ré-alcalinisation ou extraction des chlorures),
- soit à arrêter la corrosion par une protection cathodique.

Sur la figure 9, les inhibiteurs de corrosion qui s'appliquent par imprégnation, ne sont pas explicitement indiqués. Dans les conditions les plus favorables, ils sont à considérer comme équivalents aux traitements électrochimiques de ré-alcalinisation ou extraction des chlorures.

En fait, il convient, avant d'appliquer une réparation, de s'assurer que le béton est apte à la recevoir sans effet secondaire néfaste. Il faut aussi s'assurer que la réparation a été faite correctement.

Stratégie pour un enrobage fissuré ou éclaté

Le béton peut se fissurer à cause de sollicitations imprévues, telles qu'un retrait trop important, une forte sollicitation mécanique, etc. Il peut aussi se fissurer parce que les armatures sont très rouillées. Dans le premier cas, les risques de corrosion sont faibles si l'ouverture des fissures ne dépasse pas 0,3 mm et le béton est alors considéré comme étant non fissuré. Les traitements à appliquer sont ceux des cas précédents.

Si les fissures sont dues à la rouille autour des armatures ou si elles sont assez ouvertes, il convient de purger puis ragréer le béton [37]. Ensuite, les traitements à appliquer sont ceux d'un enrobage « sain ».

La corrosion des armatures peut aussi provoquer une fissuration parallèle au parement (éclatement visible ou sous-jacent). Si un enrobage est éclaté,

le seul traitement spécifique est de purger ce béton, c'est-à-dire le faire tomber et enlever jusqu'à environ 20 mm derrière les armatures ainsi mises à nu, surtout si le béton est contaminé.

Avant ragréage, les aciers sont nettoyés et éventuellement recouverts d'un produit protecteur. Il convient de remarquer qu'un ragréage ou revêtement protecteur tend à ralentir la corrosion des armatures. Il faut alors s'assurer qu'aucune zone de corrosion dite « anodique » ne se trouve près de ces zones traitées. Sinon, la dissolution se produira avec une vitesse plus forte dans les zones qui sont restées anodiques. En d'autres termes, les ragréages doivent se faire dans les zones où les aciers sont corrodés, mais aussi jusqu'aux zones où ils sont restés sains.

Après ce ragréage, les mesures à prendre sont celles des bétons réputés sains.

Améliorations possibles de la stratégie

Amélioration concernant les chlorures

Dans la stratégie qui est exposée ici, il est supposé que les chlorures pénètrent suivant un simple processus de diffusion. Cette hypothèse pourrait être améliorée en tenant compte des récents résultats de recherche sur cette pénétration dans un béton qui n'est pas constamment saturé d'eau. De telles améliorations ne sont pas opérationnelles dans un délai bref.

De plus, le critère usuel d'amorçage de la corrosion (dépassivation) des armatures dans le béton dépend du rapport des teneurs $[Cl^-]/[OH^-]$. En fait, il n'existe pas actuellement de méthode d'analyse admise par tous, pour doser les ions OH^- dans le béton. Ce point sera pris en compte dans un avenir plus ou moins rapproché.

Opportunité d'une réhabilitation

La stratégie qui est développée ici concerne uniquement le matériau béton armé. Pour bien définir l'opportunité d'une réhabilitation, il convient de tenir compte de l'ouvrage. En particulier, si cet ouvrage fait partie d'un patrimoine, il faut déterminer les priorités des opérations les plus urgentes. Ceci doit aussi tenir compte des coûts des réhabilitations possibles. Ce point n'est pas abordé ici, car il dépend fortement du type d'ouvrage concerné. Par exemple, l'aspect des parements après réhabilitation peut ou non être un point important.

Conclusion

La stratégie de réhabilitation du béton armé qui est proposée ici, est en accord avec les recommandations faites par des organismes tels que la RILEM ou le Comité euro-international du béton. Mais elle est plus simple, car elle ne considère que le matériau béton armé, la réhabilitation de l'ouvrage et les procédures détaillées méritant une étude plus poussée.

Cette stratégie ne tient pas compte ni du fonctionnement des structures, ni de l'aspect économique des réparations qui peuvent être effectuées. Elle est divisée en plusieurs étapes. D'abord, il convient de déterminer les zones où les armatures se corrodent. Des prélèvements sont alors faits dans les zones de corrosion et les autres, pour déterminer les causes d'une éventuelle corrosion. Il s'agit surtout de déterminer la profondeur de carbonatation de l'enrobage et le profil de teneur en chlorure dans ce béton. Pour valider les résultats d'essais faits sur des prélèvements, il convient de vérifier l'homogénéité du béton sur ouvrage. Il s'agit notamment de

mesurer sa perméabilité de surface vis-à-vis de l'air.

Ensuite, si les armatures ne sont pas rouillées, les résultats des mesures faites permettent d'estimer la date d'amorçage de leur corrosion. Cette estimation se fait à partir de courbes très simplifiées (droites) qui sont précisées dans cette stratégie. Si ces armatures ont commencé à rouiller, il est possible d'évaluer la date de fissuration de leur enrobage. Toutes ces dates critiques permettent d'avoir une idée sur l'urgence des réhabilitations à opérer.

Ces réhabilitations doivent tenir compte de l'état actuel de l'enrobage et des armatures. Elles consistent, outre à rétablir l'intégrité de l'enrobage, à ralentir la pénétration des agents agressifs, si possible à les éliminer (ré-alcalinisation, extraction des chlorures) ou à diminuer très fortement la vitesse de corrosion de ces armatures (selon le cas, inhibiteurs de corrosion ou protection cathodique).

L'efficacité de ces réhabilitations doit être vérifiée *in situ*, par des essais appropriés.

QUANTIFICATION DE LA PÉNÉTRATION DES CHLORURES

Les chlorures présents dans un milieu qui entoure un béton, sont dissous dans l'eau. Si le béton est lui-même saturé d'eau, qui au moins au départ n'est pas chargée en sel, les chlorures pénètrent dans le béton sous l'effet de la différence (gradient) de concentration. Ainsi, les chlorures rentrent progressivement dans le béton : c'est le phénomène de diffusion.

Dans la pratique, cette diffusion est supposée stationnaire (vitesse constante en un point quelconque du béton). Elle est alors décrite par la loi dite de Fick :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

où C est la concentration en chlorure, t le temps et x la profondeur dans le béton, D est le coefficient de diffusion.

En réalité, le béton qui est placé dans l'atmosphère n'est saturé d'eau que dans sa partie qui est sous une peau assez épaisse. Mais ceci est négligé dans le calcul de la pénétration des chlorures. La loi de diffusion de Fick reste admise, au moins en une première approximation.

Une solution de cette équation, pour un parement de béton plan, donne une courbe $C(x)$ dite profil en chlorure à l'instant t , de la forme :

$$C = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D.t}} \right) \right]$$

où erf est la « fonction-erreur » qui est définie mathématiquement en tant qu'intégrale elliptique.

Une particularité de cette fonction qui décrit un profil, est que la tangente passant par le point $x = 0$, coupe l'axe horizontal en un point d'abscisse $l \equiv \sqrt{(\pi.D.t)}$.

- [1] RILEM (1994), Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion, *Materials and Structures*, 27, pp. 415-436.
- [2] CADY P. D., GANNON E. J. (1993), *Condition evaluation of concrete bridges relative to reinforcement corrosion*, vol. 8, Procedure Manual. Report SHRP-S-330, Strategic Highway Research Program, National Research Council USA, 124 pages.
- [3] JACOBS J., POLLET V., VYNCKE J. (1998), Stratégies d'essais et d'évaluation des structures en béton, CSTC Magazine, Bruxelles, 4^e trimestre, pp. 25-36.
- [4] RINCON O. T., CARRUYO A. R., ANDRADE C., HELENE P., DIAZ I. (1997), Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado, Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnologia para el Desarrollo, Subprograma XV DURAR, ISBN 980-296-541-3.
- [5] Comité Euro-international du Béton (1998), Strategies for testing and assessment of concrete structure, Guidance Report, FIP-CEB-RILEM Bulletin, 243, mai.
- [6] PETRE-LAZAR I., GERARD B., MARCHAND J., BEAUDOIN J.-J. (1998), LEO 1.0, a computer software-based strategy for reinforced concrete structures undergoing rebar corrosion, International Conference on Corrosion and rehabilitation of Reinforced Concrete Structures, Orlando, FL (USA) 7-11 décembre.
- [7] MARIE-VICTOIRE E., RAHARINAIVO A. (1996), *Altération des monuments historiques en béton : que faire ?* Colloque ADMITECH-UNESCO, Innovation et technologie au service du patrimoine de l'humanité, Paris, 24 juin, pp. 337-339.
- [8] GRIMALDI G., RAHARINAIVO A. (1993), Diagnostic de l'état des armatures dans les bétons immergés, *Matériaux et Techniques*, 10/11, pp. 29-32.
- [9] RAHARINAIVO A., GODART B. (1996), *Assessment of damage by corrosion: techniques for locating damaged areas*, International Symposium on Bridge Engineering and Management in Asian Countries, PIARC, Jakarta (Indonesia), 10-13 september.
- [10] TACHÉ G., VIÉ D. (1998), Diagnostic des ouvrages en béton armé. Facteurs de vieillissement des ouvrages. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, 1, pp. 27-37.
- [11] POLLET V., JACOBS J. (1998), Le diagnostic des bétons, CSTC Magazine, Bruxelles, 3^e trimestre, pp. 3-9.
- [12] RAHARINAIVO A., BREVET P., GRIMALDI G., CARPIO J. (1989), *Techniques for assessing the residual of lifetime of reinforced concrete civil works*, 9th European Congress on Corrosion Utrecht (N.L.), vol. 2, paper BU-097, 6 pages.
- [13] GRIMALDI G., BERISSI R., BREVET P., RAHARINAIVO A. (1990), Techniques for assessing the concrete (state) condition in bridges : in NOWAK (A. S.) Bridge evaluation, repair and rehabilitation, NATO ASI Series, Series E : Applied sciences, 187, p. 249-258.
- [14] RAHARINAIVO A., GRIMALDI G. (1995), *Methodology for monitoring and forecasting the condition of a reinforced concrete structure, under corrosion*, IABSE Symposium Expanding the lifespan of structures, San Francisco (USA) August 23-25, p. 463-468.
- [15] PAPADAKIS V., VAYENAS C., FARDIS M. (1989), A reaction engineering approach to the problem of carbonation, *AIChE Journal*, 35, n° 10, pp. 1639-1650.
- [16] WIERIG H. (1984), *Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure*, RILEM Seminar on Durability of concrete structures under normal outdoor exposure, Hannover, (D), march, pp. 239-249.
- [17] AL-AKCHAR N., BAROGHEL-BOUNY V., RAHARINAIVO A. (1998), *Propagation du front de carbonatation dans les pâtes de ciment*, Premières rencontres internationales Science des matériaux et propriétés des bétons, Toulouse, mai.
- [18] DHIR R., HEWLETT P., CHAN Y. (1990), Near-surface characteristics of concrete : prediction of carbonation resistance, *Magazine of Concrete Research*, 41, n° 148, pp. 49-57.
- [19] XU A., CHANDRA S., RODHE M. (1994), *Influence of alkali on carbonation of concrete*, Proc. 3rd International Conference Durability of concrete, Nice (F), Supplementary papers, pp. 173-183.
- [20] HORIGUCHI K., CHOSOKABE T., IKABATA T., SUZUKI Y. (1994), *The rate of carbonation in concrete made with blended cement*, Proc. 3rd International Conference Durability of concrete, Nice (F), pp. 917-931.
- [21] *Mode opératoire recommandé (1997), Méthode de prélèvement d'échantillon (poudres) pour la mesure de teneur en chlorure dans le béton*, Compte rendu des Journées techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons, LMDC Toulouse 1997, pp. 159-163.
- [22] FRANCY O., FRANÇOIS R., BONNET S., PERRIN B. (1997), *Modelling of chloride ingress into cement-based materials due to capillary suction*, Proc. 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Gothemburg (S), 4vi078, 8 pages.
- [23] MANGAT P. S., MOLLOY B. T. (1994), Prediction of long term chloride concentration in concrete, *Materials and Structures*, 27, pp. 338-346.
- [24] SERGI G., YU S. W., PAGE C. L. (1992), Diffusion of chloride and hydroxile ions in cementitious materials exposed to saline environment, 44, n° 158, pp. 63-69.

- [25] LARSEN C. (1997), *Effect of temperature, carbonation and drying and wetting on chloride uptake in concrete*, Proc. International Conference Repair of concrete structures: from theory to practice in marine environment, Svolvaer (N), may, pp. 153-162.
- [26] NILSSON L. O., POULSEN E., SANDBERG P., SORENSEN H. E., KLINGHOFFER O. (1996), *HETEK, chloride penetration into concrete: state of the art, transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models*, HETEK project, Danish Road Directorate, Report 53, 151 p.
- [27] STEEN P. E. (1997), *Systematic bridge inspection, condition assessment and service life prediction*, Proc. International Conference Repair of concrete structures: from theory to practice in marine environment, Svolvaer (N), may, pp. 201-212.
- [28] POLLET V., RAHARINAIVO A. (1996), *Assessment of damage by corrosion: Techniques for predicting the extension of rebar corrosion*, International Symposium on Bridge Engineering and Management in Asian Countries, PIARC, Jakarta (Indonesia) 10 - 13 september.
- [29] RAHARINAIVO A., GENIN J. M. R. (1986), Sobre la corrosión de armaduras de hormigón en presencia de cloruros. On the corrosion of reinforcing steel in concrete in the presence of chlorides. *Materiales de Construcción*, 36, n° 204, pp. 5-16.
- [30] RAHARINAIVO A., GENIN J. M., GRIMALDI G. (1987), *Mechanism of chloride actions on steel corrosion in concrete*, Fourth International Conference on Durability of Building Materials and Components, Singapore, pp. 575-581.
- [31] RAHARINAIVO A. (1987), *Forecasting the reinforcing steel corrosion in concrete, under the action of chlorides*, First US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation (University of Michigan-CEBTP), St Rémy-lès-Chevreuse, pp. 459-464.
- [32] RAHARINAIVO A. (1988), Prévission de la corrosion des armatures du béton, sous l'action des chlorures, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 153, pp. 77-79.
- [33] ANDRADE C., ALONSO C., RODRIGUEZ J., CASAL J., DOIEZ J. M. (1993), Cover cracking as a function of bar corrosion. Part I: experimental test, *Materials and Structures*, 26, pp. 453-464.
- [34] PURVIS R. L., BABEI K., CLEAR K. C., MARKOW M. J. (1994), *Life-cost analysis for protection and rehabilitation of concrete bridges relative to reinforcement corrosion*, Report SHRP-S-377, Strategic Highway Research Program, National Research Council USA, 289 pages.
- [35] RAHARINAIVO A., GRIMALDI G., POLLET V. (1996), *Détermination de la vitesse de corrosion des aciers dans le béton*, Journées Comportement des ouvrages en service COS'96 14^e Rencontres universitaires de génie civil AUGC, Clermont-Ferrand, 9-10 mai, pp. 159-166.
- [36] POLLET V., GUERIN R., TOURNEUR C., MAHOUCHE H., RAHARINAIVO A. (1997), Concrete realkalisation using sacrificial anode. Conference EUROCORR'97, Trondheim (N), 22-25 septembre, pp. 523-528.
- [37] GODART B. (1997), in CALGARO J. A., LACROIX R., Maintenance et réparation des ponts, Ed. Presses de l'ENPC, pp. 279-346.
- [38] LCPC - SETRA (1996), Choix et application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton, *Guide technique*, août, 76 pages.

ABSTRACT

Towards a strategy for repairing distressed reinforced concrete

G. GRIMALDI, A. RAHARINAIVO

The proposed strategy for repairing distressed reinforced concrete relates to bridges in unexceptional environments. It consists of two stages. Firstly, the current and future condition of the material is established. From this, the date of the onset of corrosion is estimated using straightforward graphical methods which take account of the distress process. The date of the appearance of cracking in the covering concrete is also estimated.

Next, the type of action that is required is decided with reference to the corrosion of reinforcement and repair and rehabilitation techniques. This strategy also considers new techniques such as electrochemical treatments or impregnation with new products.