

GUIDE
POUR LA SURVEILLANCE
SPECIALISEE
ET LE RENFORCEMENT

LES OUVRAGES EN TERRE ARMEE



Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes




Page laissée blanche intentionnellement

GUIDE
POUR LA SURVEILLANCE
SPECIALISEE
ET LE RENFORCEMENT

LES OUVRAGES EN TERRE ARMEE

Décembre 1994

Document réalisé et diffusé par le 

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE
TÉL. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69 - Telex : 260763 F

La rédaction de ce document a été assurée par :

G. HAIUN	S.E.T.R.A. - C.T.O.A.
C. HEURTEBIS	S.E.T.R.A. - C.T.O.A.
J. RENAULT	S.E.T.R.A. - C.T.O.A.

Ont collaboré à son élaboration :

A. MILLAN	S.E.T.R.A. - C.T.O.A.
M. BASTICK	Société TERRE ARMEE
J.-P. PERSY	L.C.P.C. NANTES

SOMMAIRE GENERAL

Avant-propos	5
PREMIERE PARTIE : SURVEILLANCE SPECIALISEE DES OUVRAGES	7
A1 - Généralités	9
A2 - Ouvrages à armatures en acier inoxydable ou en alliage d'aluminium	10
A3 - Ouvrages à armatures en acier doux galvanisé	15
ANNEXES A	35
DEUXIEME PARTIE : RENFORCEMENT DES OUVRAGES	61
B1 - Généralités	63
B2 - Les principales solutions de renforcement	63
B3 - Le renforcement par clouage	82

Page laissée blanche intentionnellement

AVANT-PROPOS

Le procédé "Terre Armée" peut aujourd'hui être considéré comme une technique aboutie, tant du point de vue de la technologie que de la maîtrise des règles de l'art le concernant.

Cependant, les premières réalisations en France datent de près d'une trentaine d'années et, avant d'atteindre son niveau de fiabilité actuel, le procédé a connu plusieurs évolutions notamment pour ce qui concerne les armatures, dont toutes n'ont pas donné entière satisfaction quant à leur pérennité.

Le cas des armatures en acier inoxydable est particulièrement représentatif à cet égard dans la mesure où tous les ouvrages construits avec des armatures de ce type ont nécessité ou nécessiteront d'être renforcés bien avant d'avoir atteint leur durée de service escomptée ; fort heureusement, l'utilisation de ces armatures a été très limitée dans le temps puis totalement abandonnée par la suite.

Le cas des armatures en acier galvanisé est un peu plus complexe car plusieurs modèles de telles armatures ont été employés qui n'ont pas tous les mêmes performances vis-à-vis de la corrosion. Il faut également rappeler que de nombreux ouvrages ont été construits avant la parution du document de recommandation SETRA-LCPC et n'ont donc pas forcément été soumis aux mêmes exigences notamment en ce

qui concerne les matériaux de remblai utilisés.

Les inspections réalisées à ce jour sur des ouvrages de ce type mettent en évidence un développement de la corrosion qui peut être très différent d'un ouvrage à l'autre. Il semble bien que le développement anormalement rapide de la corrosion constaté sur quelques ouvrages soit le plus souvent lié à l'infiltration dans les massifs d'eaux qui peuvent être chargées d'agents agressifs (sels de déverglaçage). Ce constat amène aux conclusions d'une part que les ouvrages à construire doivent être mis à l'abri de ces risques et que d'autre part, les ouvrages existants doivent faire l'objet d'inspections qui permettent d'apprécier l'état de leurs armatures.

La première partie du présent guide s'attache plus particulièrement à ce dernier aspect en fournissant aux gestionnaires d'ouvrages en terre armée des indications précises sur la teneur des inspections à effectuer. Elle apporte également une méthodologie pour établir un diagnostic sur l'état de l'ouvrage inspecté.

La seconde partie du document donne un panorama aussi complet que possible des différentes méthodes de renforcement des ouvrages qui ont pu être imaginées et pour la plupart d'entre elles déjà mises en oeuvre pour la reprise d'ouvrages à armatures en acier inoxydable.

Page laissée blanche intentionnellement

PREMIERE PARTIE: SURVEILLANCE SPECIALISEE DES OUVRAGES

TABLE DES MATIERES

A1 - GENERALITES	9
A2 - OUVRAGES A ARMATURES EN ACIER INOXYDABLE OU EN ALLIAGE D'ALUMINIUM	10
A2.1 - Nature des phénomènes de corrosion	10
A2.2 - Investigations à effectuer	12
A2.3 - Interprétation et diagnostic	12
A2.3.1 - Résistance résiduelle des armatures en section courante	12
A2.3.2 - Résistance résiduelle des armatures à l'attache	13
A2.3.3 - Conclusions	14
A3 - OUVRAGES A ARMATURES EN ACIER DOUX GALVANISE	15
A3.1 - Nature des phénomènes de corrosion	16
A3.2 - Investigations à effectuer	20
A3.2.1 - Ouvrages munis de témoins de durabilité	20
A3.2.2 - Ouvrages non munis de témoins de durabilité	21
A3.3 - Interprétation et diagnostic	24
A3.3.1 - A partir de petites fouilles ou de de témoins de durabilité	24
A3.3.2 - A partir de grandes fouilles	28
ANNEXE A1 : Relevés et mesures à effectuer lors de l'ouverture d'une fouille	35
ANNEXE A2 : Examens et essais sur témoins de durabilité ou tronçons d'armatures prélevés dans une fouille	43
ANNEXE A3 : Constitution et mode de prélèvement des témoins de durabilité	47
ANNEXE A4 : Interprétation des mesures d'épaisseur résiduelle des témoins de durabilité ou de tronçons d'armatures prélevés dans une fouille	48
ANNEXE A5 : Diagrammes pour l'établissement d'un diagnostic à partir de petites fouilles ou de témoins de durabilité	50
ANNEXE A6 : Diagrammes pour l'estimation de la durée de service résiduelle des lits d'armatures	56

Page laissée blanche intentionnellement

A1 - GENERALITES

La pérennité des ouvrages en terre armée est liée à la durabilité des armatures. Depuis la naissance du procédé Terre Armée, il y a près de trente ans, plusieurs types d'armatures ont été employés se distinguant par leurs dimensions (largeur et épaisseur) et surtout par leur matériau constitutif. Si la majorité des ouvrages sont munis d'armatures en acier galvanisé, un acier inoxydable et un alliage d'aluminium regroupés sous l'appellation de "métaux passivables" ont également été utilisés par le passé. Par ailleurs, pour les ouvrages à la mer, c'est l'acier nu qui est en général mis en oeuvre.

Même noyés dans un remblai sélectionné chimiquement et électrochimiquement (voir le document SETRA - LCPC de 1979 "les ouvrages en terre armée - Recommandations et règles de l'art"), ces métaux subissent des phénomènes de corrosion. Ceux-ci sont de nature fort différente selon qu'il s'agit d'acier doux, nu ou galvanisé, ou de métaux passivables. Leur intensité dépend de l'agressivité du remblai qui, comme l'expérience l'a montré, peut varier au cours du temps et d'un ouvrage à l'autre. Ainsi, les remblais d'ouvrages implantés dans des sites qui nécessitent l'usage intensif de sels de déverglaçage et dont les systèmes de recueil et d'évacuation des eaux sont peu efficaces, peuvent voir leur agressivité considérablement augmentée, au moins temporairement, par rapport à ce qu'elle était à l'origine.

Il convient donc de s'assurer que les phénomènes de corrosion ne se développent pas de façon anormale, ce qui revient à contrôler l'état des armatures régulièrement et tout au long de

la vie des ouvrages. A l'heure actuelle, le seul moyen pour procéder à ce contrôle consiste à

dégager un certain nombre d'armatures ou, s'ils existent, à extraire des échantillons d'armatures disposés dans l'ouvrage dans ce but (témoins de durabilité). Ces opérations, ainsi que les examens et essais qui leurs sont associés, sont à effectuer dans le cadre d'inspections détaillées particulières qui seront appelées par la suite "inspections détaillées avec sondages".

Il est rappelé que certains ouvrages, dont au moins les murs de plus de 5m de hauteur et les culées, doivent faire l'objet d'une surveillance périodique comprenant des inspections détaillées en principe quinquennales¹. Si les inspections détaillées avec sondages peuvent être effectuées à l'occasion de ces inspections détaillées périodiques, elles ont été distinguées de celles-ci car elles sont plus complètes et n'ont pas la même fréquence.

Quel que soit l'ouvrage, il convient de procéder à une inspection détaillée avec sondages au moins une fois avant la fin de la garantie décennale. La fréquence des inspections suivantes du même type sera fonction des résultats obtenus mais on veillera à ce qu'en aucun cas il ne s'écoule plus de 15 ans entre deux d'entre elles.

L'objet de cette première partie du document est de présenter les investigations à effectuer à l'occasion des inspections détaillées avec sondages et de fournir une méthodologie pour exploiter les résultats, établir un diagnostic et en tirer les conséquences quant à l'évolution des phénomènes de corrosion des armatures d'un ouvrage. A ce titre, elle constitue un complément au fascicule 51.3 (ouvrages en terre armée) de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art.

¹ Voir le fascicule 51.3 de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art

A2 - OUVRAGES A ARMATURES EN ACIER INOXYDABLE OU EN ALLIAGE D'ALUMINIUM

Les ouvrages munis d'armatures en alliage d'aluminium (AG4MC selon la désignation de l'époque) sont assez peu nombreux puisqu'il n'en a été construits qu'une dizaine environ dont 6 seulement en France. Cet alliage, qui avait semblé bien adapté aux ouvrages en site maritime, a en effet été rapidement abandonné à la suite d'un effondrement en 1974.

L'acier inoxydable du type Z8C17, bien qu'utilisé pendant une courte période (en 74 et 75), a cependant donné lieu, quant à lui, à d'assez nombreuses réalisations en France (environ cinquante lots d'ouvrages). Il s'agit d'un acier inoxydable de type ferritique à 17% de chrome. Ce type d'acier a été abandonné suite à un incident sur un chantier mettant en évidence un comportement anormal et difficilement explicable de celui-ci vis-à-vis de la corrosion. En 1985, l'effondrement d'un ouvrage en région parisienne, dont les armatures en acier inoxydable ont été trouvées fortement endommagées par une corrosion se caractérisant par des piqûres et des perforations, a conduit à lancer une campagne d'inspection des ouvrages du même type. Ces investigations, qui ont porté, à quelques rares exceptions près, sur l'ensemble des ouvrages concernés ont montré que tous présentaient, à des degrés divers, des armatures subissant des désordres similaires.

A2.1 - NATURE DES PHENOMENES DE CORROSION

Théoriquement, au contact avec le milieu ambiant, ces matériaux dits passivables se recouvrent d'une couche protectrice d'oxyde qui empêche toute attaque du métal de base.

Cependant, lorsque cette couche protectrice est détruite localement soit mécaniquement soit chimiquement, une pile électrochimique se forme dans laquelle cette couche d'oxyde joue le rôle de l'anode (le phénomène est inverse de celui qui se produit dans le cas de l'acier galvanisé). La zone endommagée est alors le siège d'une corrosion locale intense qui conduit à l'apparition de piqûres puis à une destruction très rapide du métal de base.

L'amorçage et le développement des phénomènes de corrosion affectant ces matériaux sont difficilement prévisibles. C'est la raison pour laquelle il n'est pas possible d'établir des modèles d'évolution du degré de corrosion en fonction du temps, comme cela a pu être fait pour l'acier ordinaire (voir A3.1).

En pratique, pour ce qui concerne les ouvrages en terre armée, les nombreuses investigations déjà réalisées (ouvrages à armatures en acier inoxydable essentiellement) ont en effet bien confirmé le caractère très local de ce type de corrosion ; les armatures peuvent avoir un aspect brillant sans aucune trace de corrosion sur leur plus grande partie et présenter par endroits des dommages très importants, comme le montre la figure A1. Des armatures parfaitement saines peuvent en côtoyer d'autres fortement attaquées. Il ne semble pas exister véritablement de relation entre le degré de corrosion et la position en altitude des armatures dans les ouvrages. L'influence de la présence d'agents agressifs n'a pas été clairement mise en évidence même si celle-ci paraît probable. Toutefois, la présence de sols fins dans les remblais des massifs paraît être un facteur plutôt favorable au développement de la corrosion.

Enfin, les écrous des boulons permettant l'accrochage des armatures aux écaïlles ont été généralement trouvés particulièrement attaqués (figure A2). En fait ces écrous sont

le plus souvent constitués d'acier inoxydable resulfuré (F17S) encore plus sensible à la corrosion que l'acier constitutif des armatures.



Figure A1 : Corrosion d'armatures en acier inoxydable

Figure A2 :
Écrous en acier inoxydable
corrodés



A2.2 - INVESTIGATIONS A EFFECTUER

Les ouvrages à armatures en acier inoxydable ou en alliage d'aluminium n'étaient pas munis, à l'époque, de témoins de durabilité. C'est pourquoi, à l'heure actuelle, le seul moyen d'apprécier l'état des armatures et de leur dispositif d'accrochage au parement consiste à procéder à l'ouverture de fouilles dans le remblai contre le parement.

Il convient d'examiner les armatures dans les zones les plus défavorables. La corrosion des armatures ne pouvant en principe qu'être aggravée par les circulations d'eau dans le remblai, il y a donc lieu d'effectuer les fouilles là où les risques d'infiltration des eaux de ruissellement sont les plus importants. A cet égard, on examinera avec attention le fonctionnement des dispositifs de drainage et d'évacuation de ces eaux de ruissellement. Par ailleurs, comme déjà indiqué, les zones d'accrochage au parement sont particulièrement exposées à la corrosion du fait de la sensibilité des écrous. Il est donc indispensable de pouvoir examiner celles-ci.

Compte tenu du caractère aléatoire des phénomènes de corrosion, ces fouilles, qui doivent être réalisées au cours de chaque inspection détaillée, devront avoir des dimensions relativement importantes, pour tenter d'obtenir un échantillon aussi représentatif que possible de l'état général des éléments métalliques. A titre indicatif, la fouille devrait permettre d'observer au minimum 3 armatures par lit (largeur de fouille d'environ 2 m), 4 à 5 lits d'armatures (profondeur d'environ 3,50 m) sur une longueur d'environ 1,50 m. Bien entendu, ces dimensions doivent être fixées en fonction des possibilités d'accès et de l'importance de l'ouvrage. Dans le cas d'accès difficile ou d'ou-

vrages de grande longueur, il peut être plus judicieux d'ouvrir plusieurs fouilles de dimensions plus modestes.

L'annexe A1 indique les renseignements et les relevés qui devront figurer dans le rapport d'inspection établi à l'occasion de l'ouverture d'une fouille. Ces relevés s'appuient pour l'essentiel sur un simple examen des armatures et des attaches, destiné à apprécier le degré de corrosion et la résistance résiduelle des armatures. L'intérêt de prélèvements de tronçons d'armatures et d'essais de traction sur ceux-ci tels que préconisés pour les armatures en acier doux (voir chapitre A3) paraît en effet ici relativement limité : les caractéristiques des phénomènes de corrosion constatés font que de tels essais, qui alourdiraient sensiblement le contenu des inspections, n'apporteraient pas un surcroît de précision réellement appréciable pour l'estimation de la résistance résiduelle globale d'un ouvrage.

A2.3 - INTERPRETATION ET DIAGNOSTIC

Les relevés effectués dans une fouille permettent de faire une estimation de la résistance résiduelle de chaque armature dégagée, en section courante et au niveau de son attache au parement. C'est bien entendu la plus faible de ces deux valeurs qu'il convient de retenir par la suite.

A2.3.1 - Résistance résiduelle des armatures en section courante

L'estimation de la résistance résiduelle des armatures en section courante peut se faire à partir du tableau I.

Les codes relatifs au degré de corrosion sont les codes portés sur les fiches d'examen des armatures (annexe A1). Chaque lettre traduit l'état de corrosion de l'armature sur sa face supérieure ou inférieure (lettre + '):

- . D ou D' : tache non pénétrante. Produits de corrosion sans perte de métal apparente.
- . E ou E' : petites piqûres localisées. Moins de 20% de la section détruit.
- . F ou F' : moins de 50% de la section détruit.
- . G ou G' : plus de 50% de la section détruit.

Degré de corrosion	Résistance résiduelle
D ou D'	90%
E ou E'	80%
F ou F'	50%
G ou G'	0%

Tableau I : Estimation de la résistance résiduelle des armatures en section courante

A2.3.2 - Résistance résiduelle des armatures à l'attache

Quelques essais de laboratoire, commandés par la société Terre Armée, ont été réalisés en vue d'estimer la résistance résiduelle d'une armature à son point d'attache avec l'écaille, pour les diverses situations pouvant être rencontrées, en ce qui concerne le degré de corrosion des écrous. Le tableau II ci-dessous a été établi à partir des principaux résultats de ces essais.

Les codes relatifs au degré de corrosion sont les codes portés sur les fiches d'examen des armatures (annexe A1). Chaque lettre traduit l'état de corrosion de l'un des deux écrous d'une attache :

- . I : intact.
- . A : piqûres.
- . B : écrou moyennement corrodé.
- . C : écrou fortement corrodé ou pratiquement détruit.
- . O : écrou absent (mais boulon en place).

		Etat du premier écrou				
		I	A	B	C	O
Etat du deuxième écrou	I	100%	95%	95%	85%	60%
	A	95%	95%	90%	80%	50%
	B	95%	90%	90%	80%	40%
	C	85%	80%	80%	60%	30%
	O	60%	50%	40%	30%	20%

Tableau II : Estimation de la résistance résiduelle des armatures à l'attache

A2.3.3 - Conclusions

Pour ces ouvrages, le caractère aléatoire de la corrosion et l'évolution parfois très rapide de celle-ci incitent à la prudence quant aux conclusions à tirer des résultats de sondages, somme toute ponctuels, tels que des fouilles.

Notons également que l'amorce d'une corrosion signifie que théoriquement le niveau de sécurité de l'ouvrage est déjà entamé, puisque les métaux employés avaient été supposés insensibles à toute corrosion.

Si R_0 désigne la résistance initiale des armatures et R_{res} leur résistance résiduelle moyenne obtenue à partir de la résistance résiduelle estimée de l'ensemble des armatures d'une fouille, on peut faire les appréciations suivantes :

$$. R_{res} > 0,85.R_0 :$$

le niveau de sécurité peut être considéré comme encore satisfaisant vis-à-vis des règles de justification adoptées dans le document de Recommandations de 79². Toutefois, compte tenu des incertitudes sur les conditions d'apparition et d'évolution de la corrosion, une nouvelle inspection dé-taillée devra avoir lieu dans les 5 ans au plus tard.

$$. 0,65.R_0 \leq R_{res} < 0,85.R_0 :$$

le niveau de sécurité est, localement au moins, insuffisant vis-à-vis des règles de justifications adoptées dans le document de Recommandations de 79³. L'ouvrage doit être mis sous surveillance renforcée et sa réparation doit être effectuée au plus tard dans 5 ans.

$$. 0,5.R_0 \leq R_{res} < 0,65.R_0 :$$

le niveau de sécurité de l'ouvrage est probablement critique ; tout dépassement de l'intensité des charges vis-à-vis des valeurs prises en compte dans le dimensionnement pourrait conduire à la ruine de l'ouvrage ; celui-ci doit être mis sous haute surveillance et sa réparation s'impose à brève échéance.

$$. R_{res} < 0,5.R_0 :$$

L'ouvrage est potentiellement en état de rupture ; il convient de prendre toutes les dispositions nécessaires pour assurer la sécurité des usagers et la réparation de l'ouvrage doit être entreprise dans les plus brefs délais.

Bien entendu, ces conclusions et les actions correspondantes indiquées ci-dessus pourront être modulées en fonction de la nature et de la localisation de l'ouvrage concerné ; il est bien évident que les conséquences d'une erreur de diagnostic toujours possible ne sont pas identiques pour une culée de pont ou pour un mur de grande hauteur permettant de déniveler des chaussées autoroutières que pour un petit mur en bordure de voies de circulation peu fréquentées.

² Les ouvrages en terre armée - Recommandations et règles de l'art / LCPC / SETRA / Septembre 1979

A3 OUVRAGES A ARMATURES EN ACIER DOUX GALVANISE

L'acier doux non galvanisé (acier nu ou acier noir) n'est utilisé et ne l'a été, en principe, que pour des ouvrages en site maritime ou pour des ouvrages provisoires. En fait, la très grande majorité des ouvrages en terre armée existants possède des armatures en acier doux galvanisé, c'est pourquoi nous nous intéresserons uniquement à celles-ci.

Plusieurs modèles d'armatures de ce dernier type ont cependant été employés : à l'origine, et jusqu'en 1976, ces armatures étaient lisses, avaient une épaisseur d'environ 3 mm et étaient revêtues d'une couche de zinc de 25 à 40 microns (galvanisation en continu des tôles avant découpage). A partir de 1976, des armatures à haute adhérence ont commencé à être mises en oeuvre. Ces armatures ont une épaisseur courante de 5 mm, un revêtement de zinc d'environ 70 microns (galvanisation au trempé) et possèdent des crénelures permettant d'augmenter le frottement sol/armatures. Les armatures de 3 mm ont toutefois continué d'être employées essentiellement pour les ouvrages à parement métallique (peu nombreux). Actuellement, on n'utilise plus que les armatures de

5 mm à haute adhérence dotées, de plus, d'extrémités renforcées.

Il va de soi, compte tenu de la plus faible épaisseur d'acier et de zinc de leurs armatures, et de leur ancienneté, que ce sont les ouvrages à armatures de 3 mm qui risquent, a priori, de poser le plus de problèmes quant à leur durabilité. Il faut noter à ce sujet, que le problème de la durabilité, pour ces ouvrages, n'était pas appréhendé de la même façon que dans les Recommandations de 79³. Leur durée de service minimale prévue était de 50 à 60 ans et la corrosion n'était pas prise en compte de manière directe par une épaisseur d'acier susceptible d'être dissoute par corrosion, mais simplement en limitant la contrainte dans les armatures à une valeur modérée (la moitié de la limite élastique de l'acier). Les Recommandations de 79 et la norme NF P 94 220⁴ qui se réfère elle-même à la norme NF A 05 252⁵ prévoient des durées de service de 70 à 100 ans et tiennent compte de la corrosion de manière explicite par une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion fonction du site d'implantation de l'ouvrage et de la présence ou non d'une protection par galvanisation (tableau ci-dessous).

Epaisseurs sacrifiées minimales pour 2 faces exposées (mm) Acier galvanisé à chaud, 500 g/m ² sur une face				
Durée de service	5 ans	30 ans	70 ans	100 ans
Site "hors d'eau"	0	0,5	1,0	1,5
Site "immergé"	0	1,0	1,5	2,0

Extrait de la norme NF A 05 252

³ Les ouvrages en terre armée - Recommandations et règles de l'art / LCPC/SETRA / Septembre 1979

⁴ Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures peu extensibles et souples - Dimensionnement

⁵ Corrosion par les sols - Aciers galvanisés ou non mis au contact de matériaux naturels de remblai (sols)

A3.1 - NATURE DES PHENOMENES DE CORROSION

D'une manière générale, tout élément métallique en acier ordinaire en contact avec un sol se corrode. Cela se traduit par une perte d'épaisseur progressive, lente et relativement uniforme des surfaces exposées. L'intensité des phénomènes de corrosion est directement liée aux caractéristiques chimiques et électrochimiques du sol dans lequel sont noyés les éléments en acier. Parmi les facteurs déterminants, citons le pH, la résistivité, les teneurs en sels solubles tels que les chlorures et les sulfates.

Les produits de corrosion qui vont se former au cours du temps constituent une gangue protectrice entre l'acier et le milieu environnant. Cette gangue ne forme pas, autour de l'acier, une barrière au sens mécanique du terme mais en changeant le milieu au voisinage immédiat de l'acier, modifie la cinétique des réactions chimiques se traduisant par une atténuation des phénomènes de corrosion.

Dans le cas de l'acier nu, ce sont directement les produits de la corrosion de l'acier qui for-

ment une barrière de protection. Dans le cas de l'acier galvanisé, les produits de corrosion du zinc (hydroxyde de zinc en particulier) commencent par former un écran de protection. Le zinc d'une part retarde l'apparition de la corrosion de l'acier et d'autre part, une fois sa dissolution achevée, contribue à ralentir le développement de la corrosion.

Depuis plusieurs dizaines d'années, de nombreuses études ont été menées tant en laboratoire que sur des ouvrages réels pour appréhender les phénomènes de corrosion affectant tout élément en acier nu ou galvanisé noyé dans un sol. Les armatures Terre Armée ont par ailleurs fait l'objet d'études particulières. Cet ensemble d'études a permis d'établir des lois d'évolution de la corrosion dans le temps sur lesquelles sont basées les valeurs d'épaisseurs sacrifiées à la corrosion contenues dans les Recommandations de 1979 et reprises dans la norme NF A 05 252. A titre d'exemple, la figure A3 présente la loi concernant l'acier galvanisé en site "hors d'eau" et les épaisseurs sacrifiées à la corrosion correspondantes pour des armatures de 5 mm et 70 microns de zinc.

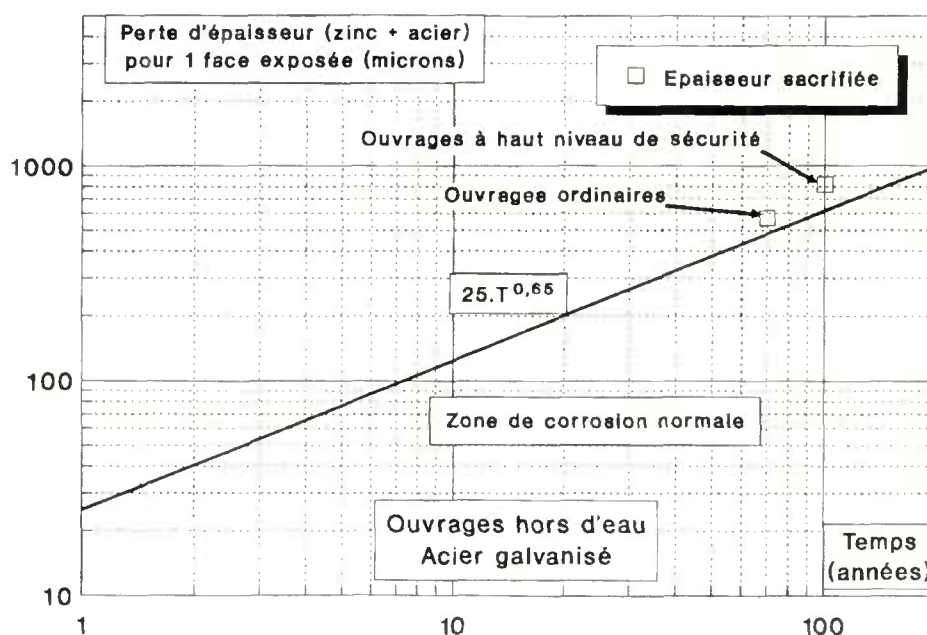


Figure A3 : Exemple de loi de corrosion

Cependant, quelques exemples récents d'ouvrages âgés d'une quinzaine d'années (armatures en acier galvanisé de 3 mm) et qui ont fait l'objet d'investigations se sont avérés victimes d'une corrosion plus importante que prévu en

particulier au niveau des lits supérieurs d'armatures, c'est-à-dire en partie haute des ouvrages (figure A4), et au voisinage du parement (figure A5), ainsi que dans les zones où le remblai est plus argileux (figure A6).

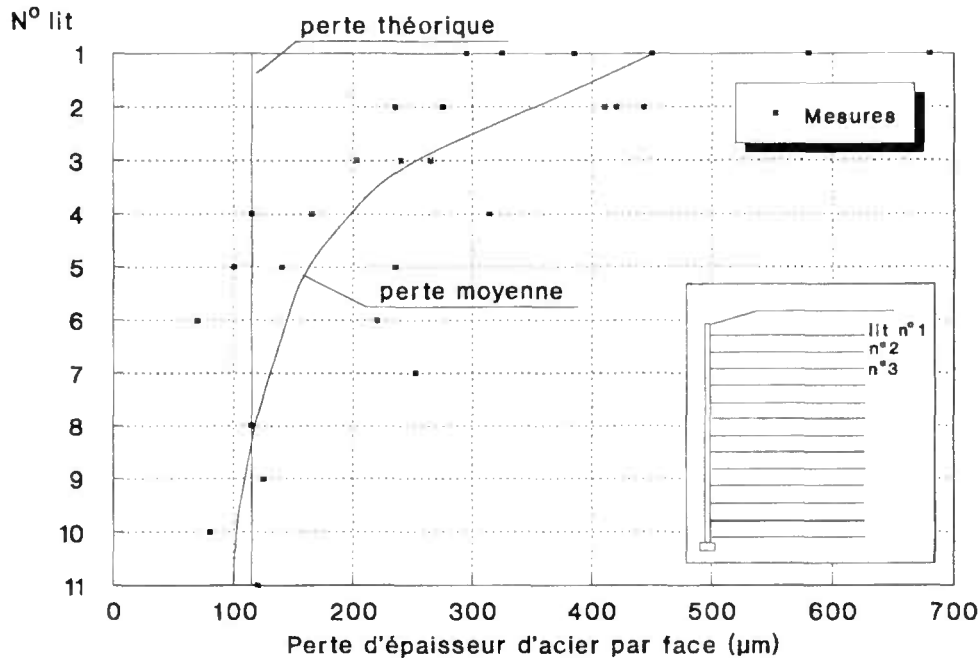
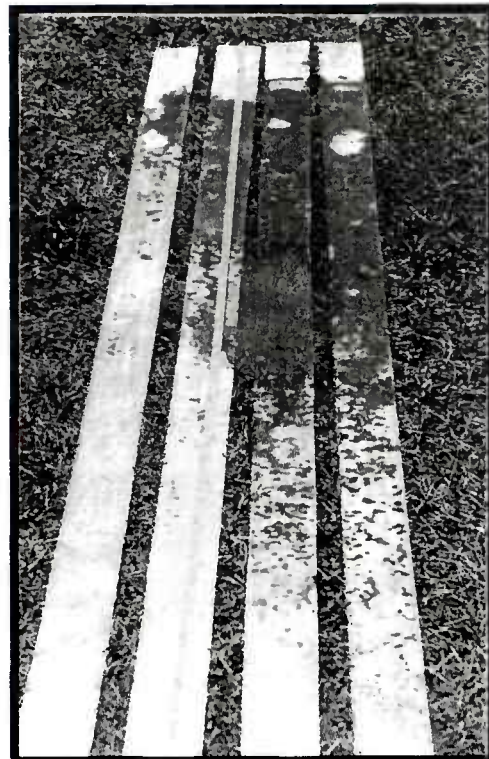


Figure A4 : Répartition de la corrosion en fonction de la profondeur

Figure A5 : Armatures corrodées au voisinage du parement



Ces phénomènes s'expliquent en grande partie par la circulation d'eaux chargées d'agents agressifs tels que les sels de déverglaçage qui modifient, au moins de façon temporaire, les caractéristiques chimiques et électrochimiques des remblais. La corrosion est alors logiquement plus rapide à proximité des zones d'infiltration des eaux, à savoir en partie supérieure des ouvrages et au voisinage des systèmes de recueil et d'évacuation des eaux, souvent défectueux du fait d'une mauvaise conception d'origine ou d'une absence d'entretien.

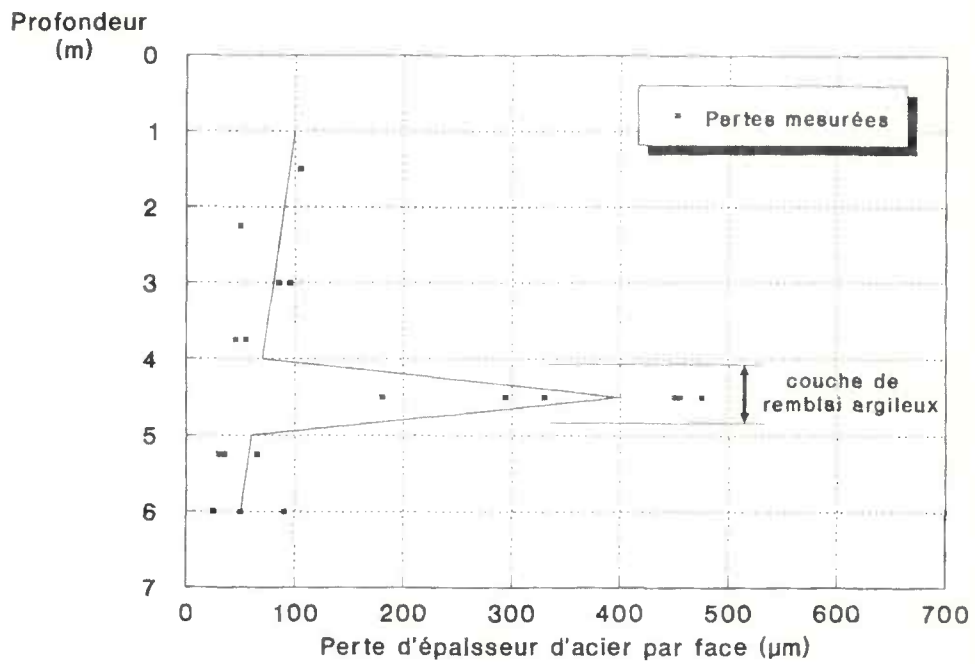


Figure A6 : Influence d'une couche de remblai argileux sur la corrosion⁶

Enfin, il a été montré⁶ (figure A7) que les couches de remblai argileux retiennent les agents agressifs plus longtemps, ce qui pro-

voque une corrosion plus intense des armatures qui s'y trouvent.

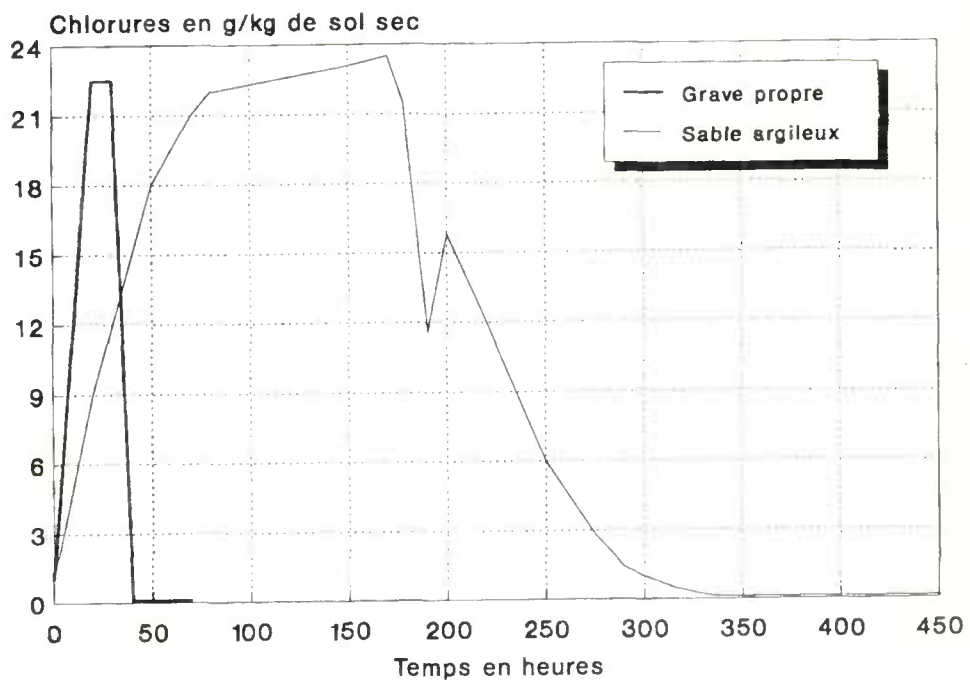


Figure A7 : Teneur en chlorures de deux sols après percolation par eau salée puis distillée

⁶ J.-P. PERSY : Les assises du Génie Civil - Thème "Durabilité des métaux dans les sols" - Décembre 1992

Les investigations réalisées sur des ouvrages ont également montré que le caractère d'homogénéité souvent évoqué à propos de la corrosion de l'acier doux n'est, en réalité, que relatif. A titre d'exemple, certains tronçons d'armatures dont la perte d'épaisseur moyenne ne dépassait pas 15 % étaient pourtant déjà perforés (figure A8). Cette dernière observation, qui traduit bien une certaine hétérogénéité de la corrosion, explique

que la perte de résistance relative ($\Delta R/R_0$) d'une armature corrodée est toujours supérieure à sa perte d'épaisseur relative ($\Delta e/e_0$) moyenne. La valeur du rapport K de ces deux grandeurs semble dépendre de l'importance de la corrosion. A titre indicatif, elle est de l'ordre de 1,5 à 2 pour des armatures peu à moyennement corrodées ; elle peut toutefois être plus élevée en particulier lorsque les armatures sont perforées.



Figure A8 : Perforations d'armatures en acier galvanisé dues à la corrosion

A3.2 - INVESTIGATIONS A EFFECTUER

Les investigations décrites ci-après sont à effectuer à l'occasion des inspections détaillées avec sondages, avec une fréquence que l'on peut fixer à environ 10 à 15 ans, sauf circonstance particulière (voir A3.3.1). Il est rappelé qu'une première inspection de ce type doit également intervenir avant la fin de garantie décennale.

La démarche proposée, pour l'exécution de ces investigations, est progressive. En effet, étant donné la nature des phénomènes de corrosion rencontrés, les premières investigations pourront rester relativement légères et concerner soit des témoins de durabilité extraits, s'ils existent, soit les armatures dégagées dans des fouilles de petites dimensions. Les résultats de ces premières investigations pourront cependant aboutir, si un développement anormal de la corrosion est constaté, à la conclusion que l'ouverture de fouilles plus importantes est nécessaire à plus ou moins brève échéance.

Les méthodes d'investigation à mettre en oeuvre peuvent être très différentes selon que les ouvrages sont munis de témoins de durabilité ou au contraire en sont dépourvus.

A3.2.1 - Ouvrages munis de témoins de durabilité

a - Témoins de durabilité

Les témoins de durabilité sont des échantillons d'armatures de 60 cm à 1 m de longueur du même type que celles utilisées dans l'ouvrage (figure A9). Ils sont placés dans le remblai du massif terre armée au moment de la construction de l'ouvrage et peuvent être extraits pour le suivi des phénomènes de corrosion.

Une description détaillée de ces témoins de durabilité et de leur mode d'extraction figure à l'annexe A3.

C'est en 1979 qu'ont été mis en place les premiers témoins de durabilité sur ouvrages neufs (ouvrages importants uniquement). Cette disposition a été étendue à tous les ouvrages neufs à partir de 1986. Les témoins de durabilité étant tous postérieurs à 1979, ils ne concernent donc que des ouvrages munis d'armatures en acier nu ou en acier galvanisé.



Figure A9 :
Témoin de durabilité

En règle générale, les témoins de durabilité sont implantés soit en partie basse de l'ouvrage, soit, dans le cas où celui-ci est de grande hauteur, à chaque niveau de changement de section d'armatures. Le dossier d'ouvrage comprend un plan de repérage de ces témoins. Lors de chaque investigation, il sera procédé à l'extraction d'un témoin par zone d'implantation de témoins. *Cependant, lorsqu'il n'existe pas de témoin en partie haute de l'ouvrage, cette mesure est insuffisante puisque, comme déjà signalé, la corrosion est généralement plus intense dans cette zone. C'est pourquoi, dans ce cas, ces extractions seront complétées par l'ouverture de petites fouilles à l'intérieur du massif de terre armée*, du type de celles préconisées pour les ouvrages dépourvus de témoins de durabilité (voir A3.2.2), permettant d'examiner les premiers lits d'armatures.

De même, lorsque le "réservoir" de témoins de durabilité aura été épuisé, l'ouvrage se trouvera dans une situation semblable à celle des ouvrages qui n'en ont jamais comportés (voir A3.2.2). Lors des investigations ultérieures, l'examen des armatures ne pourra alors s'effectuer qu'à partir de fouilles.

Les témoins de durabilité extraits doivent faire l'objet, en laboratoire :

- d'un examen visuel avant et après enlèvement des produits de corrosion ;
- d'une détermination des pertes d'épaisseur du métal de base et, le cas échéant, de zinc ;
- d'une mesure de résistance résiduelle : connaissant la résistance initiale des témoins, il est alors facile de connaître leur perte de résistance.

La description des modes opératoires à appliquer figure en annexe A2.

b - Remblai

Lorsque l'inspection comprend en plus l'ouverture de fouilles, des échantillons de remblai peuvent être prélevés aux fins d'analyses, comme précisé au A3.2.2.b.

A3.2.2 - Ouvrages non munis de témoins de durabilité

A l'heure actuelle, pour ces ouvrages, le seul moyen d'apprécier l'état des armatures et des dispositifs d'attache consiste à exécuter des fouilles dans le remblai, généralement contre le parement.

Le choix de l'implantation de la ou des fouilles doit être guidé par le souci de pouvoir observer les armatures au moins dans les zones les plus défavorables de l'ouvrage. La corrosion des armatures ne pouvant en principe qu'être aggravée par les circulations d'eau dans le remblai, il y a donc lieu d'effectuer les fouilles là où les risques d'infiltration d'eau paraissent être les plus importants. Dans ce but, on examinera avec attention l'état et le fonctionnement des dispositifs de drainage et d'évacuation des eaux de ruissellement.

Comme déjà signalé, il est possible de se limiter, dans un premier temps, à l'exécution de petites fouilles peu profondes, contre le parement (figure A10), permettant d'observer néanmoins au minimum les trois premiers lits d'armatures et deux armatures par lit, sur une longueur d'environ 1m (voir l'exemple de fouille en annexe A1). Les principaux avantages de telles fouilles sont de permettre l'observation des armatures a priori les plus corrodées (lits supérieurs), leur faible coût, la possibilité de les multiplier si nécessaire, et une perturbation minimale de l'exploitation des voies de circulation éventuelles.

Dans chaque fouille, des prélèvements de tronçons d'armatures et de remblai seront effectués aux fins d'analyses et d'essais. Ces éléments permettront d'établir un premier diagnostic sur l'état de corrosion des armatures et sur l'ouvrage.

La mise en évidence de phénomènes de corrosion plus intenses que prévu sur les armatures dégagées pourra conduire à envisager d'agrandir et d'approfondir les fouilles déjà réalisées, ou à en effectuer de nouvelles plus importantes

soit immédiatement soit lors de l'inspection suivante, dans le but d'établir un diagnostic plus précis.

Dans ce cas, ces grandes fouilles devraient idéalement avoir une profondeur telle que tous les lits d'armatures puissent être observés mais, pour diverses raisons, ceci est rarement possible. Il conviendra donc de préciser dans chaque cas les dimensions des fouilles en fonction notamment des contraintes locales.

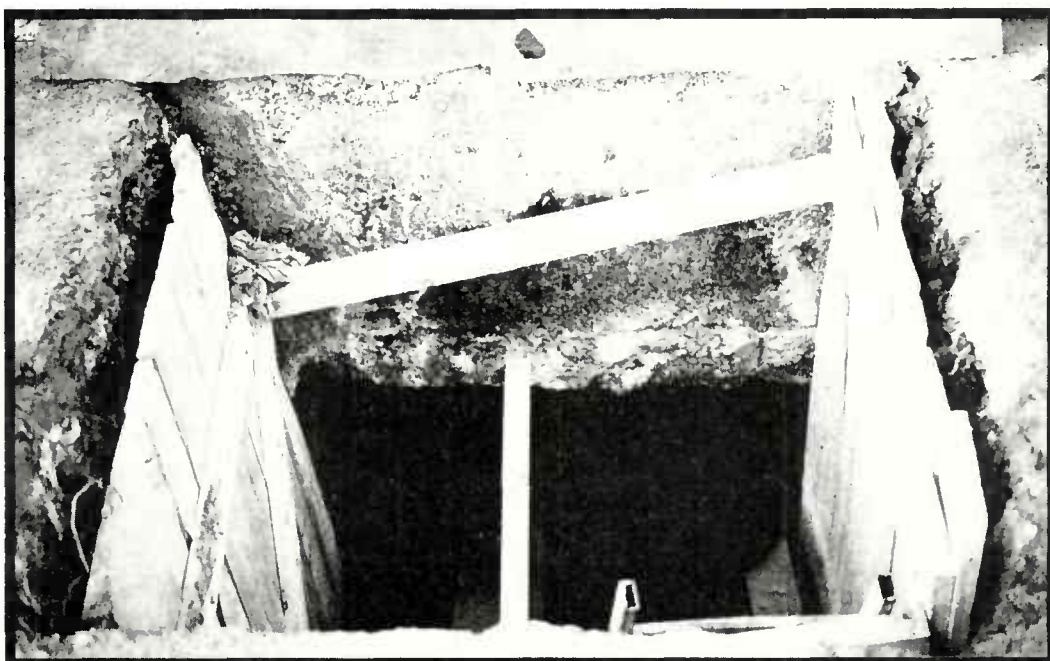


Figure A10 : Vue d'une fouille

a - Prélèvement de tronçons d'armatures

Les examens et essais à effectuer sur les tronçons d'armatures prélevés sont du même type que ceux prévus pour les témoins de durabilité, à savoir :

- examen visuel avant et après enlèvement des produits de corrosion ;

- détermination de l'épaisseur résiduelle d'acier et, le cas échéant, de zinc ;

- mesure de la résistance résiduelle.

La description des modes opératoires à appliquer figure en annexe A2.

La principale difficulté pouvant être rencontrée pour exploiter ces résultats en vue d'un diagnostic, réside dans la méconnaissance des caractéristiques initiales des armatures. En effet, la plage de tolérance sur l'épaisseur de celles-ci est de l'ordre de 0,4 mm et leur résistance à la rupture est a priori mal connue ; dans certains cas, elle peut excéder de 50% la résistance nominale. C'est pourquoi, dans tous les cas où cela est possible, il y a lieu de prélever des tronçons d'armatures pouvant servir de référence, pour éviter le risque de sous-estimer fortement la perte de résistance relative des armatures.

Dans le cas de grandes fouilles, ceci peut se concrétiser par un prélèvement, non seulement dans la partie la plus corrodée, mais aussi dans la zone la moins dégradée d'une même armature. En particulier, s'il existe sur une armature une zone comportant encore une épaisseur résiduelle de zinc, on disposera d'une référence précise sur l'épaisseur initiale d'acier de l'armature. Un essai de traction permettra d'autre part de connaître avec précision la résistance de l'acier constitutif de l'armature.

Dans le cas d'une petite fouille, en revanche, l'obtention de tels échantillons, de référence, n'est pas assurée. Il est peu probable, en effet, de trouver sur la longueur dégagée de l'armature, de moins d'un mètre généralement, à la fois une zone corrodée et une zone quasiment saine. Un prélèvement assez long permettant de fournir deux échantillons conserve cependant un certain intérêt, dans la mesure où il est souvent possible d'obtenir au moins la résistance du métal de base, par un essai de traction effectué sur une éprouvette retaillée dans l'échantillon

le moins corrodé. L'épaisseur initiale de l'armature demeurera, quant à elle, incertaine.

S'il n'est pas possible d'évaluer correctement la résistance initiale des armatures, un diagnostic sommaire sera effectué sur la seule base des pertes d'épaisseur, comme indiqué en annexe A4.

Enfin, on gardera à l'esprit, pour le choix des prélèvements, que le but est d'établir un diagnostic représentatif de l'état de l'ouvrage ou d'une zone de celui-ci. De ce fait, ces prélèvements ne devront pas être effectués uniquement sur les armatures les plus corrodées.

La longueur des tronçons d'armatures prélevés en vue d'essais de traction doit être de 50 cm. Ils doivent bien entendu être remplacés avant le remblaiement des fouilles (voir annexe A1).

b - Prélèvement de remblai

Dans chaque fouille, il convient d'effectuer un prélèvement de matériau de remblai d'au moins 10 kg, par nature de remblai rencontré. Dans de grandes fouilles profondes, plusieurs prélèvements sont nécessaires, à diverses profondeurs.

A partir d'essais appropriés (voir document de recommandations terre armée⁷), on en déterminera les caractéristiques chimiques et électrochimiques : résistivité, pH, teneur en chlorures, en sulfates et éventuellement en sulfures totaux. Les résultats de ces essais pourront aider à préciser la cause des désordres éventuels et orienter, s'il y a lieu, le choix de mesures conservatoires pour l'ouvrage.

⁷ Les ouvrages en terre armée - Recommandations et règles de l'art - LCPC/SETRA - Septembre 1979

A3.3 - INTERPRETATION ET DIAGNOSTIC

La démarche proposée ci-après est progressive et s'articule en deux phases :

- La première phase a pour objet d'effectuer un diagnostic sur la seule base de petites fouilles ou de témoins de durabilité extraits et des essais correspondants. Cette première analyse peut alors déboucher sur un constat d'évolution normale de la corrosion ou, si ce n'est pas le cas, sur la nécessité de réaliser, à plus ou moins brève échéance, une ou plusieurs fouilles plus importantes. *Il est rappelé toutefois qu'en l'absence de données fiables sur la résistance initiale des armatures, il est préférable de baser ce diagnostic sur les seules pertes d'épaisseur, comme indiqué en annexe A4.*

- La deuxième phase éventuelle, en cas d'anomalies avérées, concerne l'exploitation des données issues de grandes fouilles et doit en principe s'appuyer sur un recalcul complet de l'ouvrage.

A3.3.1 - A partir de petites fouilles ou de témoins de durabilité

A ce stade, c'est-à-dire en l'absence d'un recalcul de l'ouvrage, on ne connaît pas les efforts réels dans les différents lits d'armatures et, d'autre part, les données issues des essais réalisés sur des tronçons d'armatures ou les témoins de durabilité extraits sont peu nombreuses.

Dans ces conditions, toute conclusion ne peut être qu'assez globale et doit être appréciée en fonction de la représentativité limitée des élé-

ments disponibles. Ces considérations font, en particulier, que les échéances des actions ultérieures à mener (voir plus bas) ont été fixées avec une certaine prudence.

La caractéristique sur laquelle s'appuie le diagnostic est la valeur moyenne de la perte de résistance relative mesurée $(\Delta R/R_0)_m$ des armatures ou des témoins dans une zone donnée.

a - diagnostic

Suivant les textes en vigueur, la perte de résistance due à la corrosion est prise en compte par neutralisation d'une certaine épaisseur d'acier dite épaisseur sacrifiée à la corrosion. La perte de résistance relative maximum prévue pendant la durée de service de l'ouvrage est donc égale à :

$$\left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_{\max} = \frac{e_s}{e_{a0}}$$

où e_{a0} est l'épaisseur initiale d'acier d'une armature et e_s l'épaisseur sacrifiée totale pour les 2 faces.

La perte de matière par corrosion (sur une face) évolue en fonction du temps suivant une loi de type (voir A3.1) :

$$P = A \cdot T^n$$

- A : perte moyenne de matière pendant la première année (μ/an)
- T : temps (années)
- n : exposant fonction de l'agressivité du milieu (déterminé expérimentalement - voir A3.3.2. -c).

En remarquant que la perte totale d'épaisseur d'acier Δe_a s'écrit : $\Delta e_a = 2.P - 2.e_{z0}$, on peut montrer que la perte de résistance relative évolue en fonction du temps suivant une loi du type :

$$\frac{\Delta R}{R_0} + \frac{2.e_{z0}}{e_{a0}} = \alpha.T^n \quad (1)$$

Dans un diagramme à double échelle logarithmique, le terme $\Delta R / R_0 + 2.e_{z0} / e_{a0}$ se présente comme une droite de pente n en fonction du temps.

Les analyses présentées ci-dessous consistent notamment à placer les points représentatifs de l'état des armatures au moment des extractions par rapport à la courbe de type (1) qui correspond à la perte de résistance maximum prévue, c'est-à-dire telle que :

$$\frac{\Delta R}{R_0} = \frac{e_s}{e_{a0}}$$

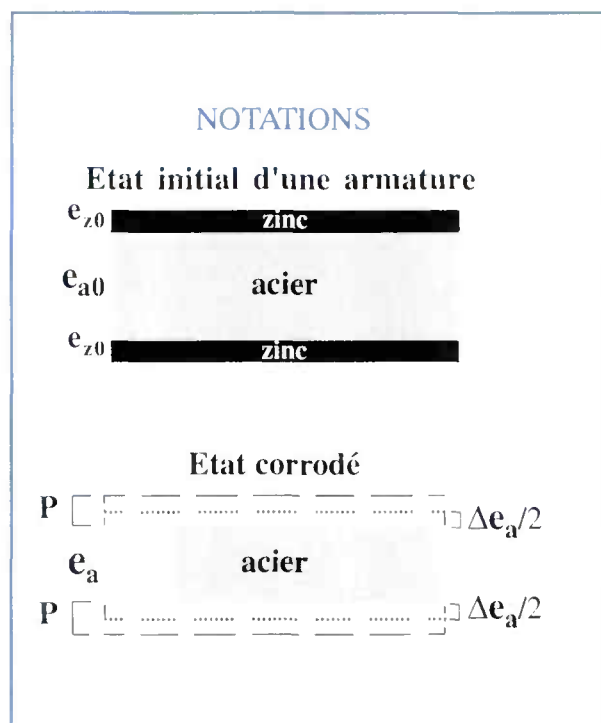
pour T égal à la durée de service.

La position de cette droite dépend du type d'armatures (3 ou 5 mm), de l'épaisseur initiale de zinc, du type d'ouvrage (ordinaire ou non) et de son site d'implantation. Ces différentes situations possibles conduisent donc chacune à un diagramme particulier dont un exemple est donné sur la figure A11. Les diagrammes relatifs aux principales situations pouvant être rencontrées en pratique sont rassemblés en annexe A5.

Ces diagrammes situent également des seuils de perte de résistance représentés par des droites horizontales qui correspondent à certains taux de contrainte dans les armatures. Le réseau de droites obtenu délimite 4 zones (notées ① à ④).

Remarques

- La relation (1) traduit, en particulier, que le zinc n'est pas pris en compte dans la résistance des armatures. De ce fait, le début de perte de résistance n'intervient qu'au bout d'un certain délai.



- Sur les diagrammes, le choix qui a été fait de représenter le terme $(2.e_{z0} / e_{a0} + \Delta R / R_0)$ plutôt que $\Delta R / R_0$, ce qui aurait été a priori plus simple, tient à l'intérêt pratique de pouvoir donner l'évolution de la perte de résistance relative sous la forme d'une droite.

- La justification des diagrammes évoquée ci-dessus et détaillée en annexe A5 concerne les ouvrages dimensionnés en tenant compte d'une surépaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion, c'est-à-dire essentiellement les ouvrages munis d'armatures de 5 mm d'épaisseur. Pour les ouvrages munis d'armatures de 3 mm, des diagrammes similaires ont néanmoins pu être tracés sur la base de considérations légèrement différentes non développées ici.

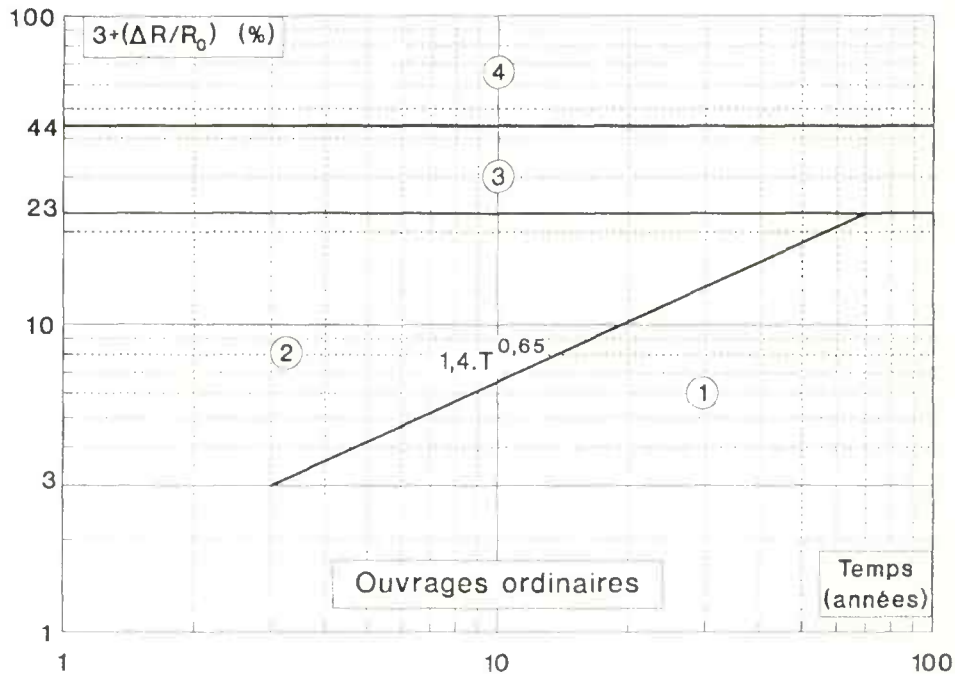


Figure A11 : Exemple de diagramme

En fonction de la position du point représentatif de la perte de résistance relative mesurée $(\Delta R/R_0)_m$, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Zone 1 :

Evolution normale : les conditions de justification telles que définies dans les textes en vigueur (Recommandations de 79 et norme NF P 94220) sont satisfaites et pourraient en principe le rester jusqu'à la fin de la durée de service prévue pour le type d'ouvrage concerné.

Zone 2 :

Evolution anormale mais peu inquiétante dans l'immédiat : les conditions de justification telles que définies dans les textes en vigueur sont actuellement satisfaites mais pourraient ne plus l'être avant la fin de la durée de service normale.

Zone 3 :

Evolution anormale inquiétante : les conditions de justification telles que définies par les textes en vigueur ne sont plus satisfaites (voir remarques ci-après). Toutefois, la contrainte dans les armatures ne devrait pas en moyenne

dépasser la limite élastique de l'acier.

Zone 4 :

Evolution anormale, état critique : la contrainte dans certaines armatures de l'ouvrage pourrait dépasser la limite élastique de l'acier voire approcher la contrainte de rupture.

Remarque importante :

Ces conclusions, effectuées en l'absence d'un recalcul de l'ouvrage peuvent être quelque peu pessimistes dans la mesure où elles font abstraction de deux aspects importants :

- Les armatures des lits supérieurs sont généralement très surdimensionnées vis à vis du critère de résistance, le critère d'adhérence étant prépondérant.
- Les ouvrages possèdent toujours un certain surdimensionnement dit "technologique" lié à la standardisation de leurs éléments constitutifs (nombre d'armatures par écaille, largeurs des armatures).

b - Conséquences pour la surveillance

Zone ① :

La corrosion paraît suivre une évolution normale ; il n'y a pas lieu de prévoir d'investigations complémentaires dans l'immédiat. La surveillance habituelle doit se poursuivre. Par ailleurs, une nouvelle inspection détaillée avec sondages devra être effectuée 10 à 15 ans plus tard, suivant l'importance de l'ouvrage.

Zone ② :

La corrosion paraît évoluer plus rapidement que prévu. Il convient de prévoir, lors de la prochaine inspection détaillée avec sondages, l'exécution d'au moins une grande fouille pour pouvoir établir un diagnostic plus précis, comme développé au chapitre suivant (A3.3.2). La date de cette nouvelle inspection peut être fixée à l'aide des diagrammes de l'annexe A5 et de la construction suivante (figure A12) :

Par le point représentatif de la perte de résistance relative mesurée, on trace la parallèle à la droite de séparation des zones ① et ②. Cette

droite coupe la droite horizontale de séparation des zones ② et ③ en un point A. L'abscisse du point A indique le laps de temps au bout duquel les conditions de justification "normales" cesseront d'être vérifiées. La prochaine inspection détaillée avec sondages devra avoir lieu au plus tard à cette date si elle correspond à un délai inférieur à 10 ans (et 10 ans plus tard, dans le cas contraire).

Dans le cas présent et sans attendre les résultats d'investigations ultérieures plus poussées, la mise en évidence d'une corrosion plus intense que prévu doit inciter à en rechercher les causes et les moyens d'y remédier. Dans certains cas, en effet, il n'est pas exclu de pouvoir freiner sensiblement l'évolution de la corrosion des armatures sans avoir à engager d'importants travaux (amélioration du fonctionnement ou réparation des système de recueil et d'évacuation des eaux, colmatage des zones d'infiltration).

Zones ③ et ④ :

Il convient de procéder sans attendre à l'ouverture d'au moins une grande fouille pour effectuer un diagnostic plus précis.

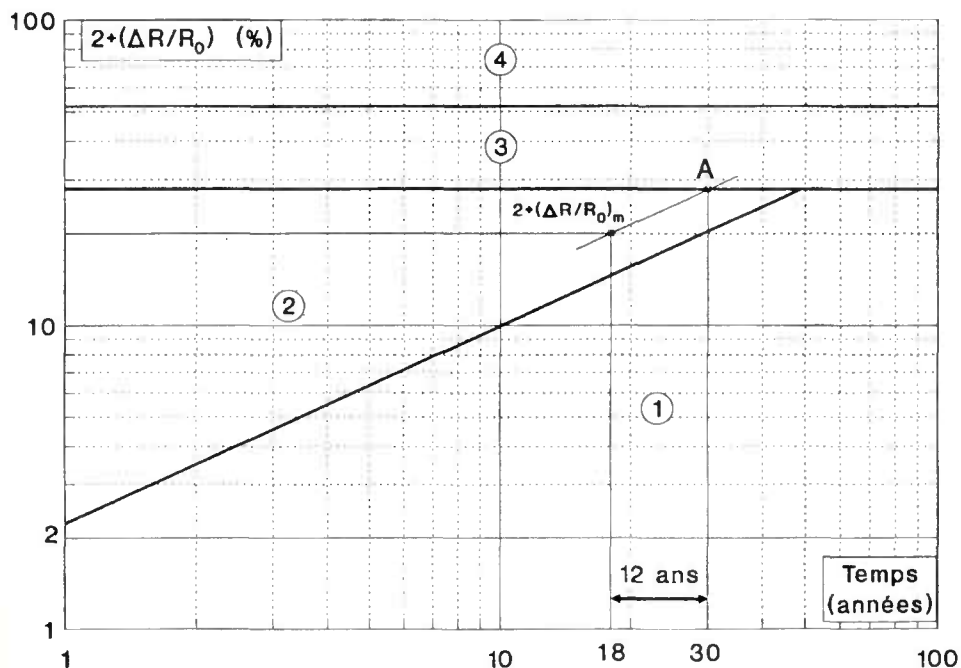


Figure A12 : Détermination du laps de temps au bout duquel les conditions de justifications "normales" cesseront d'être vérifiées

A3.3.2 - A partir de grandes fouilles

Suivant la méthodologie proposée, l'ouverture de grandes fouilles intervient normalement lorsqu'une inquiétude ou un doute sérieux quant à la pérennité de l'ouvrage s'est déjà révélé à l'occasion d'investigations plus légères (témoins de durabilité extraits ou petites fouilles).

Il s'agira donc généralement, ici, d'affiner les résultats de ces premières investigations. Si les craintes concernant l'évolution de la corrosion devaient se confirmer, il y aurait lieu, alors, d'envisager certaines interventions destinées à freiner cette évolution anormale (si elle n'ont pas déjà été effectuées) ou un renforcement de l'ouvrage (ou d'une partie de celui-ci).

Les indications qui suivent, concernant l'exploitation des résultats issus de l'ouverture de grandes fouilles, visent en particulier à estimer,

pour chaque lit d'armatures, la durée pendant laquelle les conditions de fonctionnement normales resteront assurées, que l'on appellera dans la suite du texte "durée de service résiduelle". Les constatations et essais réalisés doivent donc permettre de définir une valeur représentative de la perte de résistance relative des armatures *pour chaque lit d'armatures* atteint à l'intérieur des fouilles.

Un recalcul de l'ouvrage est indispensable, à ce stade, pour exploiter au mieux ces informations. En effet, on peut rappeler que les armatures possèdent un certain surdimensionnement technologique, accentué, pour les lits supérieurs, par le fait que l'acier est généralement peu sollicité. Ainsi, certains lits d'armatures subissant une corrosion anormalement intense peuvent cependant être suffisamment dimensionnés vis-à-vis des tractions qui les sollicitent réellement. Cet aspect est illustré sur la figure A13 pour un ouvrage âgé de 14 ans.

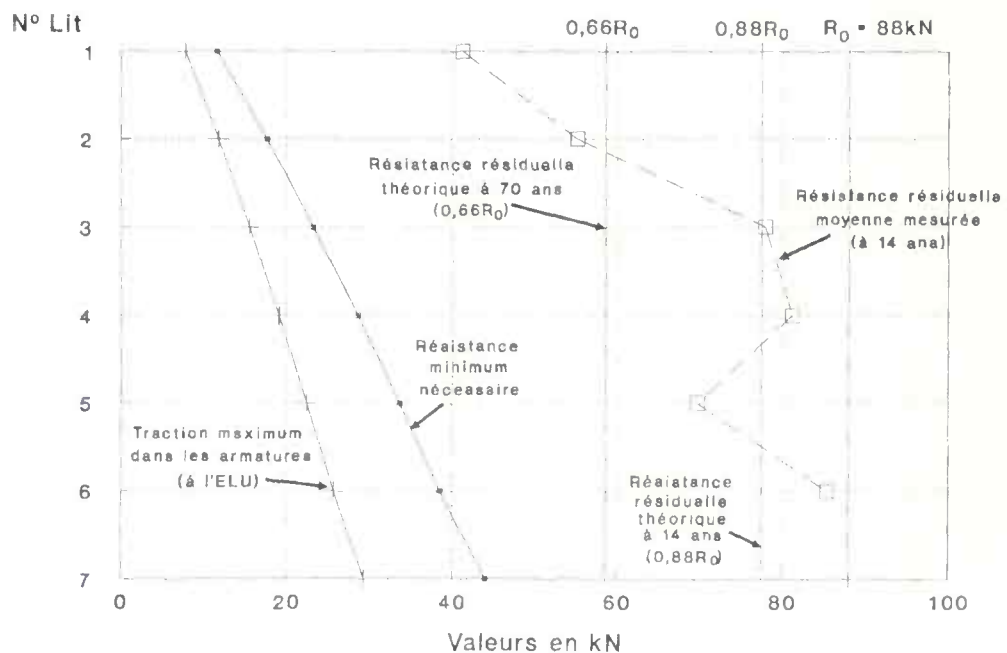


Figure A13 : Illustration du surdimensionnement d'un ouvrage en terre armée

a - Recalcul de l'ouvrage

L'établissement du diagnostic par la méthode proposée ci-après (b), s'appuie sur un recalcul effectué dans les conditions suivantes :

- Les paramètres de sol utiles au calcul doivent être de préférence les paramètres réels mesurés en place ou sur les prélèvements réalisés à l'occasion de la fouille (poids volumique, angle de frottement interne du remblai, et éventuellement du sol à l'arrière du massif).

- Pour le calcul des sollicitations, les combinaisons seront formées *sans pondération des actions*, c'est-à-dire qu'elles seront du type "combinaisons rares" au sens du fascicule 62 titre I (BAEL) ou du fascicule 62 titre V⁸.

b - Diagnostic

Pour un lit d'armatures i donné, soit β le rapport entre la résistance résiduelle moyenne mesurée R_{res} et la traction calculée t_i : $\beta = R_{res}/t_i$.

Cas des culées et des autres ouvrages à haut niveau de sécurité

$\beta \geq 2,23$: pour le lit considéré, la contrainte dans les armatures est en moyenne inférieure à celle résultant de l'application des textes en vigueur⁹ (environ $2/3$ de la limite élastique à l'ELS ou $\sigma_T/1,65$ à l'ELU).

$1,5 \leq \beta < 2,23$: pour le lit considéré, la contrainte dans les armatures est en moyenne supérieure à celle résultant de l'application des textes mais inférieure à la limite élastique de l'acier.

$\beta < 1,5$: pour le lit considéré, la contrainte dans les armatures est en moyenne supérieure à la limite élastique de l'acier, la contrainte de rupture de l'acier σ_T étant atteinte pour $\beta = 1$.

Cas des ouvrages ordinaires

$\beta \geq 2$: pour le lit considéré, la contrainte dans les armatures est en moyenne conforme à celle prévue par l'application des textes en vigueur (environ $3/4$ de la limite élastique à l'ELS ou $\sigma_T/1,5$ à l'ELU).

$1,5 \leq \beta < 2$: pour le lit considéré, la contrainte dans les armatures est en moyenne supérieure à celle résultant de l'application des textes mais inférieure à la limite élastique de l'acier.

$\beta < 1,5$: pour le lit considéré, la contrainte dans les armatures est en moyenne supérieure à la limite élastique de l'acier, la contrainte de rupture de l'acier σ_T étant atteinte pour $\beta = 1$.

⁸ C.C.T.G. - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil

⁹ Les ouvrages en terre armée (SETRA/LCPC) et norme NF P 94 220

c - Estimation de la durée de service résiduelle des lits d'armatures

Il est facile de montrer que le seuil de perte de résistance relative $(\Delta R/R_0)_l$ qui correspond au niveau de contrainte maximum admis par les textes en vigueur vaut :

$$\left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_l = 1 - 2,23 \cdot \frac{t_i}{R_0} \quad \text{: culées et autres ouvrages à haut niveau de sécurité } (\beta = 2,23)$$

$$\left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_l = 1 - 2 \cdot \frac{t_i}{R_0} \quad \text{: ouvrages ordinaires } (\beta = 2).$$

La date T_1 où ce seuil de perte de résistance relative devrait être atteint pour les armatures d'un lit peut être estimée par la méthode graphique dont le principe est illustrée par la figure A14 dans le cas d'un ouvrage muni d'armatures de 3 mm : T_0 est l'âge de l'ouvrage à la date de l'exécution des fouilles et $(\Delta R/R_0)_{mi}$ la valeur moyenne de la perte de résistance relative mesurée du lit d'armatures i considéré.

Plus généralement, l'expression analytique de T_1 est la suivante :

$$T_1 = T_0 \cdot \left[\frac{2 \cdot \frac{e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_l}{2 \cdot \frac{e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_{mi}} \right]^n$$

n vaut 0,65 en site hors d'eau et 0,6 pour les ouvrages partiellement ou totalement immergés en eau douce (aciers galvanisés).

e_{z0} et e_{a0} sont respectivement les épaisseurs de zinc et d'acier des armatures.

La date T_1 peut être obtenue graphiquement à l'aide des diagrammes de l'annexe A6.

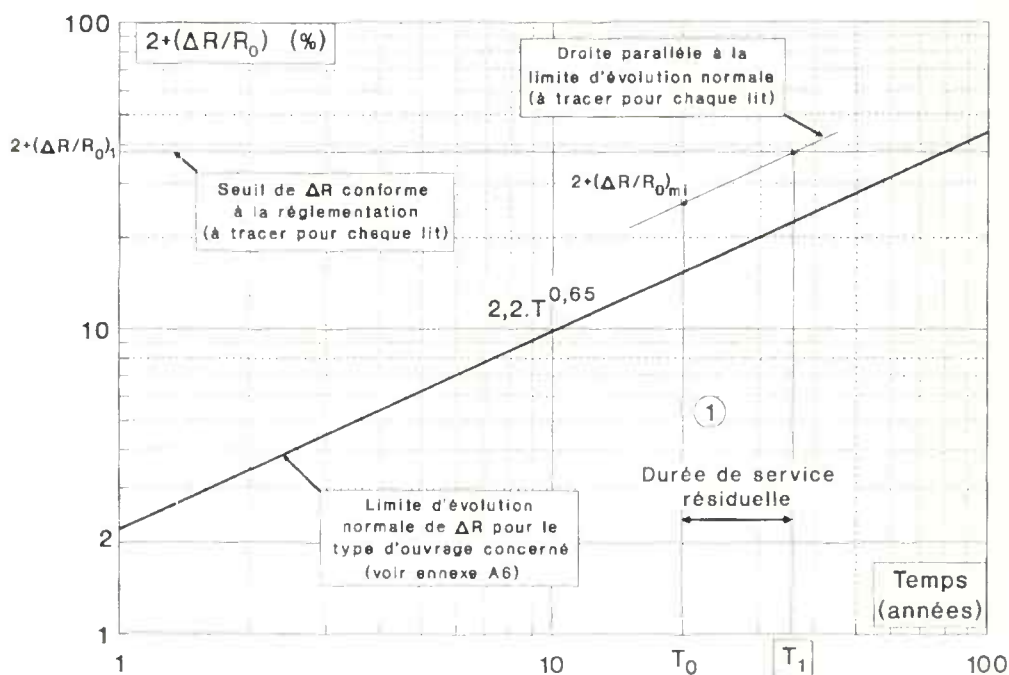


Figure A14 : Estimation de la durée de service résiduelle d'un lit d'armatures

Suivant les mêmes principes (figure A15), il est possible d'estimer la date où la contrainte dans les armatures devrait atteindre la limite élastique de l'acier ou même sa contrainte de rupture ; les seuils de pertes de résistances relatives sont les suivants :

$$\left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_2 = 1 - 1.5 \cdot \frac{t_i}{R_0}$$

pour la limite élastique de l'acier ($\beta = 1.5$) ;

$$\left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_3 = 1 - \frac{t_i}{R_0}$$

pour la contrainte de rupture de l'acier ($\beta = 1$).

L'expression analytique des dates T_2 et T_3 correspondantes sont les suivantes :

$$T_2 = T_0 \cdot \left[\frac{2 \cdot \frac{e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_2}{2 \cdot \frac{e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_{mi}} \right]^{\frac{1}{n}}$$

$$T_3 = T_0 \cdot \left[\frac{2 \cdot \frac{e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_3}{2 \cdot \frac{e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_{mi}} \right]^{\frac{1}{n}}$$

T_2 et T_3 peuvent également être obtenues graphiquement à l'aide des diagrammes de l'annexe A6.

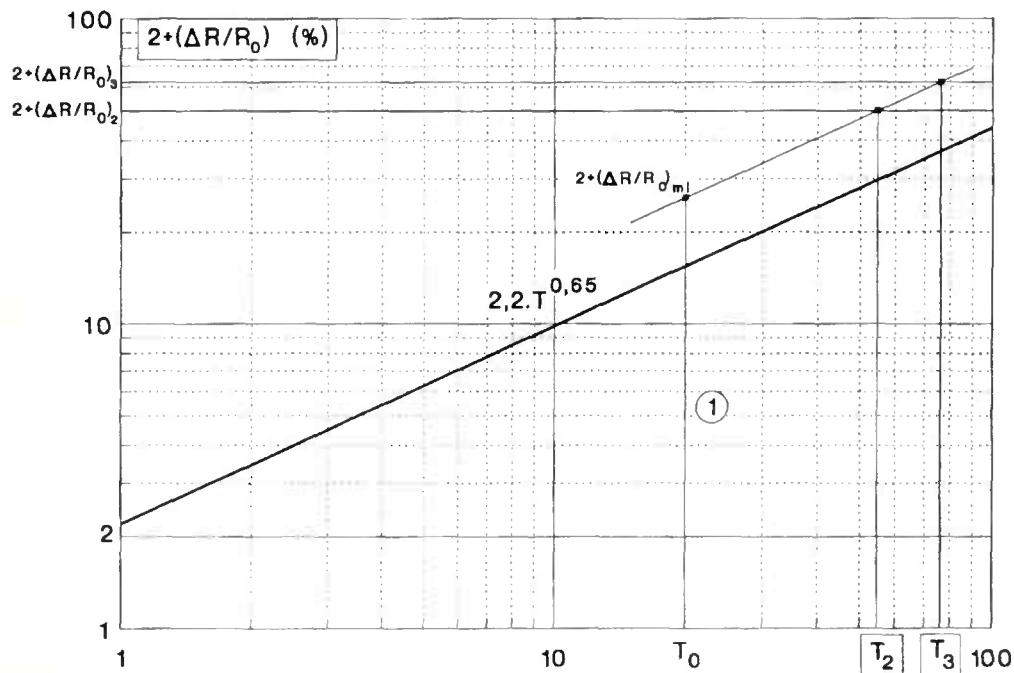


Figure A15 : Dates d'atteinte de la limite élastique et de la contrainte de rupture

d - Conclusions et dispositions à prendre

Le diagnostic portant sur chaque lit d'armatures ayant fait l'objet de prélèvements et d'essais de traction, il est assez difficile de donner des indications précises sur la conduite à tenir en fonction des résultats obtenus. Celle-ci pourra cependant être orientée par les quelques considérations suivantes :

. Lorsque pour certains lits d'armatures les conditions de sécurité réglementaires sont satisfaites compte tenu des tractions réelles, bien que la perte de résistance soit supérieure à la normale (c'est-à-dire au-dessus de la zone 1 telle que définie en A3.3.1-a), il convient d'être assez prudent, car ceci montre tout de même une évolution de la corrosion plus rapide que prévu ; dans ce cas, les prévisions à long terme concernant l'évolution des pertes de résistance pourraient s'avérer optimistes. Il faut être conscient en effet que pour des niveaux de corrosion importants, la valeur de l'exposant n qui traduit l'évolution de la perte de résistance dans le temps est entaché d'une certaine incertitude. Par ailleurs, l'hypothèse de constance du rap-

port K de la perte de résistance relative à la perte d'épaisseur relative (voir A3.1) sur laquelle est basée l'estimation de la durée de service résiduelle n'est qu'une approximation.

. Si des armatures travaillent au-delà des conditions normales (soit au-delà de $2/3$ ou $3/4$ de σ_c , suivant la classe de l'ouvrage), l'ouvrage doit, dans tous les cas être mis sous surveillance renforcée et un renforcement doit être envisagé à plus ou moins brève échéance, suivant la durée de service résiduelle estimée des différents lits d'armatures.

. Si des armatures travaillent à σ_c ou au-delà, l'ouvrage est ou sera à brève échéance en état de rupture (au moins partielle). Dans ce cas, il devra être renforcé rapidement et mis sous haute surveillance en attendant.

. Dans l'hypothèse où le renforcement d'un ouvrage doit être envisagé, celui-ci peut n'être que partiel et ne concerner que la partie d'ouvrage où les lits d'armatures sont le plus attaqués (partie haute généralement).

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE A1-

RELEVES ET MESURES A EFFECTUER LORS DE L'OUVERTURE D'UNE FOUILLE

L'objet de cette annexe est de proposer un cadre type pour présenter les relevés qui seront joints au procès verbal d'inspection détaillée. La liste des désordres proposée peut ne pas être exhaustive ; il conviendra donc dans ce cas de la compléter en conséquence. Par ailleurs, il est fortement conseillé de photographier la fouille lors de son ouverture ainsi que les éléments métalliques aux différents stades de leur examen (sur le site et en laboratoire pour les éléments prélevés).

1 - Identification de l'ouvrage

- . Nom de l'ouvrage
- . Localisation
- . Date de la visite
- . Personnes présentes lors de la visite

2 - Repérage de la fouille

La fouille réalisée doit être parfaitement repérée et cotée sur les plans d'exécution de l'ouvrage (élévation et vue en plan). Il y aura lieu de préciser les conditions d'exécution de la fouille ainsi que les particularités rencontrées.

Les dimensions de la fouille doivent figurer sur les vues en plan, en élévation et en coupe (voir exemple ci-joint).

3 - Repérage des armatures

Toutes les armatures dégagées doivent être repérées et numérotées sur une vue en élévation de la fouille (voir exemple joint).

Il y aura lieu de préciser la nature des armatures et attaches (acier nu, acier galvanisé, acier inoxydable, alliage d'aluminium) et les dimensions de chacune des armatures.

4 - Matériau de remblai

On notera les caractéristiques du matériau de remblai (nature, homogénéité, humidité) et toute autre particularité rencontrée telle que des venues d'eau, la présence de poches de matériaux particuliers, de corps étrangers, ...

Dans chaque fouille, il convient d'effectuer un prélèvement de matériau de remblai d'au moins 10 kg, par nature de remblai rencontré. Dans de grandes fouilles profondes, plusieurs prélèvements sont nécessaires, à diverses profondeurs. Les prélèvements éventuels de remblai seront numérotés et repérés sur les plans de la fouille.

A partir d'essais appropriés (voir document de recommandations Terre Armée), on en déterminera les caractéristiques chimiques et électrochimiques : résistivité, pH, teneur en chlorures, en sulfates et éventuellement en sulfures totaux.

5 - Etat des armatures et des attaches

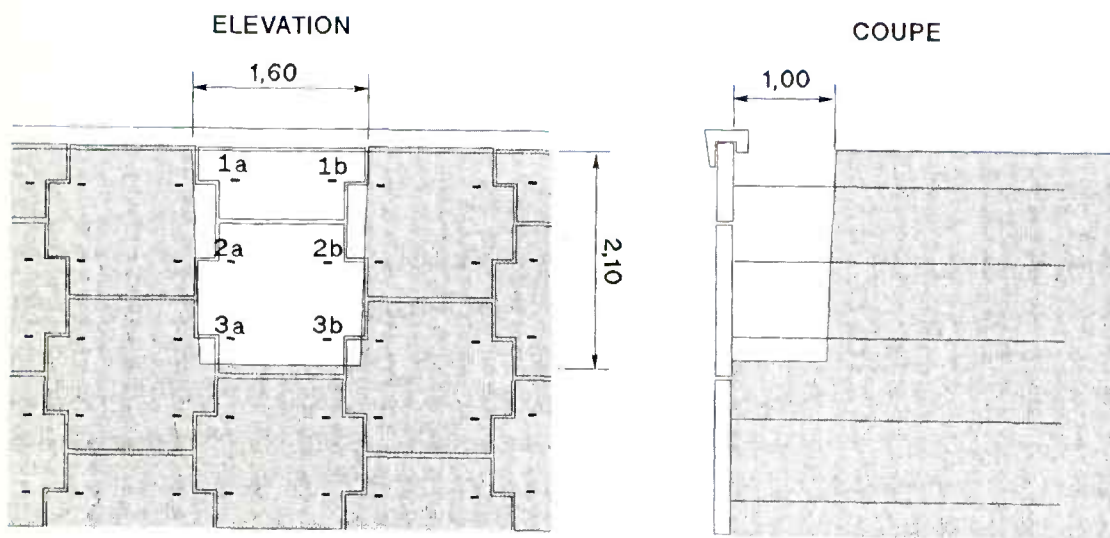
L'état des armatures et de la boulonnerie fait l'objet de fiches différentes suivant la nature des armatures (acier doux galvanisé d'une part, acier inoxydable et alliage d'aluminium d'autre part). Des codes permettent de traduire l'importance des dégradations des éléments découverts. On notera également sur ces fiches les dimensions des zones corrodées.

Les armatures doivent être observées sur leur faces supérieure et inférieure. L'observation visuelle doit être effectuée avant et après enlèvement des produits de corrosion.

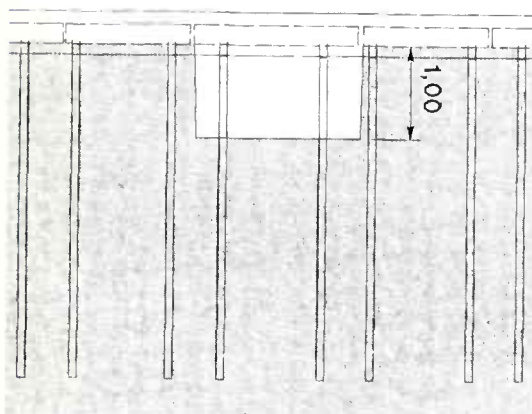
6 - Prélèvement et remplacement de tronçons d'armatures

Les prélèvements de tronçons d'armature auront une longueur d'environ 50 cm. Les éléments prélevés seront systématiquement remplacés par des éléments de même nature commandés à la société "Terre Armée".

PLAN DE LA FOUILLE



VUE EN PLAN

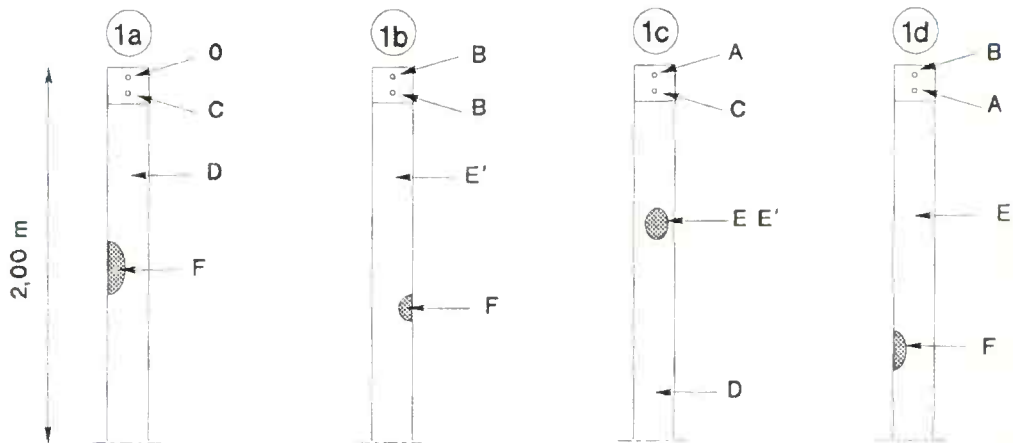


EXEMPLE

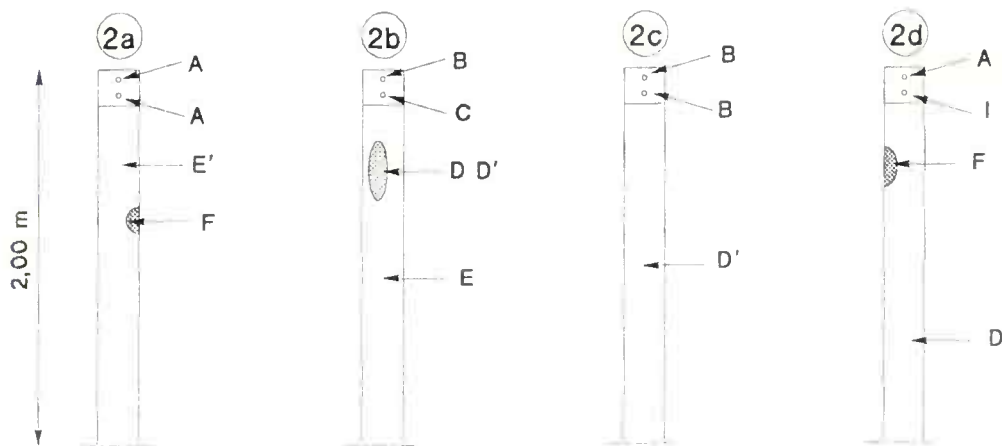
ETAT DES ARMATURES ET ATTACHES

ACIER INOXYDABLE OU ALLIAGE D'ALUMINIUM

Lit d'armatures : 1 , Section : 60 x 1,5mm



Lit d'armatures : 2 , Section : 60 x 1,5mm



LEGENDE

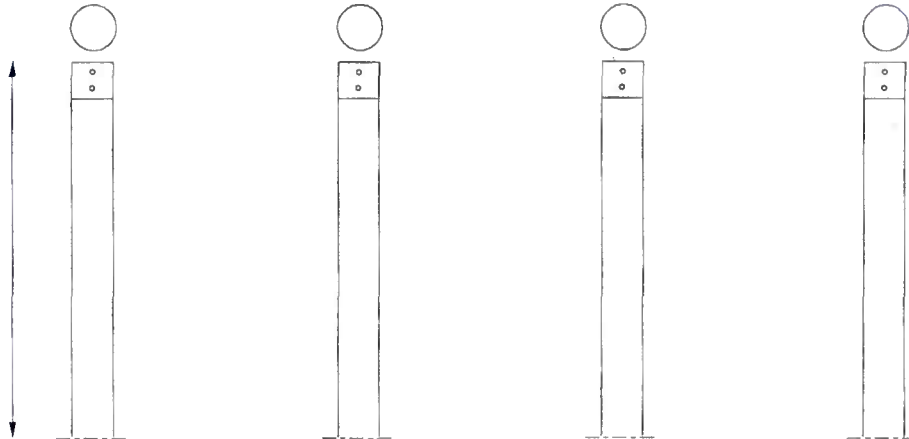
ECROUS	ARMATURES	
I : intact	Face supérieure	Face inférieure
A : piqûres	D : tache non pénétrante. Produits de corrosion sans perte de métal apparente	D' :
B : moyennement corrodé	E : petites piqûres localisées. Moins de 20% de la section détruite	E' :
C : fortement corrodé ou pratiquement détruit	F : moins de 50% de la section détruits	F' :
O : absent (mais boulon en place)	G : plus de 50% de la section détruits	G' :
	H : cassure	H' :
		Voir face supérieure

ETAT DES ARMATURES ET ATTACHES

ACIER INOXYDABLE OU ALLIAGE D'ALUMINIUM

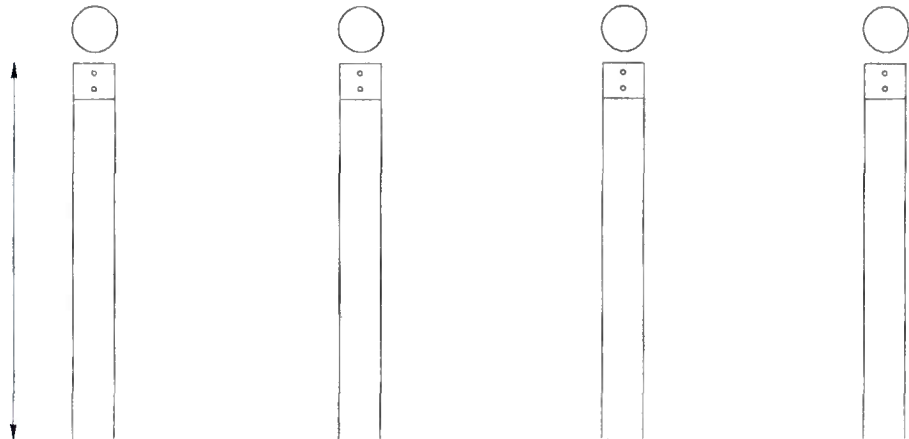
Lit d'armatures :

, Section :



Lit d'armatures :

, Section :



LEGENDE

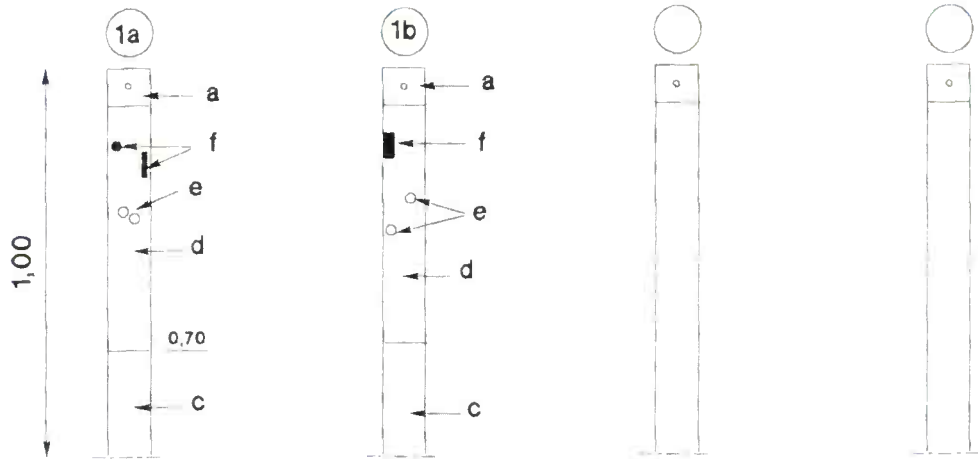
ECROUS	ARMATURES	
I : intact	Face supérieure	
A : piqûres	D : tache non pénétrante. Produits de corrosion sans perte de métal apparente	Face inférieure D' : E' : F' : G' : H' : Voir face supérieure
B : moyennement corrodé	E : petites piqûres localisées. Moins de 20% de la section détruite	
C : fortement corrodé ou pratiquement détruit	F : moins de 50% de la section détruite	
O : absent (mais boulon en place)	G : plus de 50% de la section détruite	
	H : cassure	

EXEMPLE

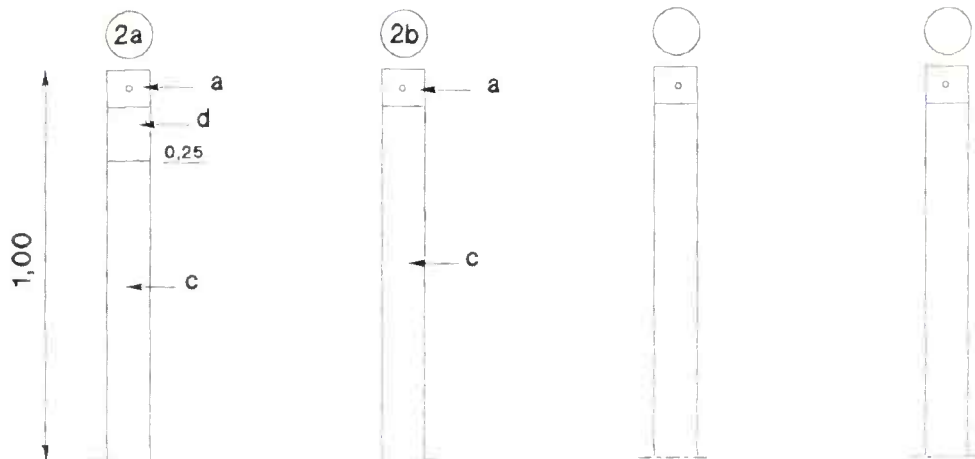
ETAT DES ARMATURES

ACIER GALVANISE

Lit d'armatures : 1 , Section : 80 x 3mm



Lit d'armatures : 2 , Section : 80 x 3mm



LEGENDE

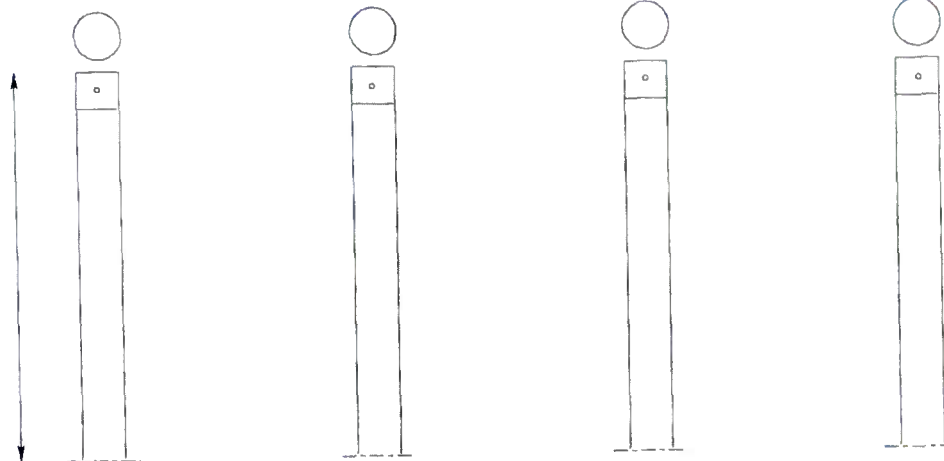
- a : intact
- b : légère détérioration de la couche de Zinc
- c : détérioration de la couche de Zinc sans perte de métal
- d : disparition de la couche de Zinc avec perte de métal
- e : perte de métal (localisée)
- f : disparition du métal (trou)

ETAT DES ARMATURES

ACIER GALVANISE

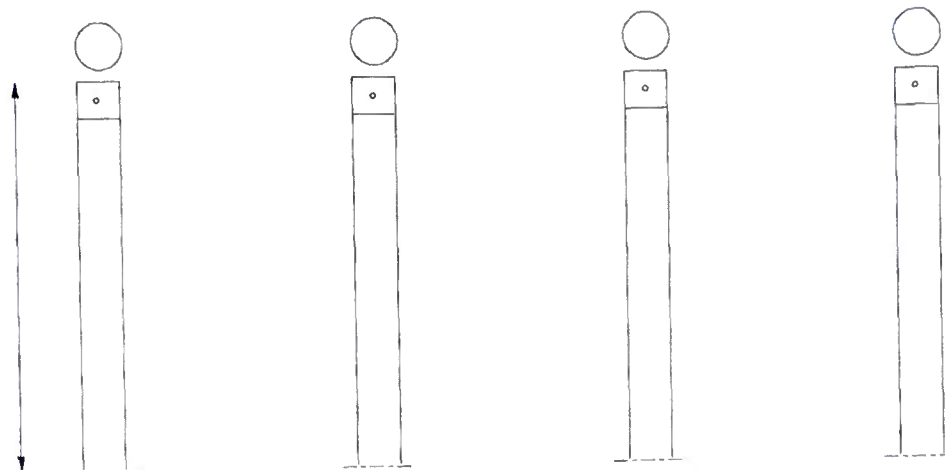
Lit d'armatures :

, Section :



Lit d'armatures :

, Section :



LEGENDE

- a : intact
- b : légère détérioration de la couche de Zinc
- c : détérioration de la couche de Zinc sans perte de métal
- d : disparition de la couche de Zinc avec perte de métal
- e : perte de métal (localisée)
- f : disparition du métal (trou)

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE A2

EXAMENS ET ESSAIS SUR TÉMOINS DE DURABILITÉ OU TRONÇONS D'ARMATURES PRÉLEVÉS DANS UNE FOUILLE

Tous les examens et essais sur témoins de durabilité ou tronçons d'armatures prélevés dans une fouille sont effectués en laboratoire. Il est fortement conseillé de photographier les différents éléments constitutifs des témoins avant et après enlèvement des produits de corrosion.

1 - Examen visuel

Le foisonnement des produits de corrosion qui se forment autour de l'élément métallique est très important. Il convient donc de ne pas s'en tenir à la première impression qui suit l'extraction du témoin de durabilité ou la mise à nu d'une armature lors de l'ouverture d'une fouille. L'observation des produits de corrosion n'est pas dénuée d'intérêt mais l'examen visuel proprement dit des éléments métalliques ne peut s'opérer qu'après un nettoyage soigné de ceux-ci réalisé selon les modes opératoires décrits ci-après.

Acier nu :

- . brossage à la brosse métallique avec récupération de la gangue pour analyse ultérieure éventuelle ;
- . enlèvement des grains de sable restant par grattage ;
- . immersion de l'élément dans une solution d'acide chromique à 200mg/l et à 70-75°C durant 35mn. Il est indispensable que l'eau utilisée pour la solution soit de l'eau désionisée ;
- . rinçage à l'eau courante ;
- . brossage métallique (plus outil dur si nécessaire) ;
- . si le nettoyage n'est pas parfait, on recommence l'opération ;
- . séchage avec de l'acétone et à l'étuve à 50°C pendant 1 heure ou à l'air chaud pulsé.

Acier galvanisé :

- . Brossage à la brosse métallique avec récupération de la gangue pour analyse ultérieure éventuelle ;
- . immersion de l'élément dans de l'acétate d'ammonium dissout à l'eau désionisée à saturation à 25°C (148,3g pour 100g) pendant 15mn ;
- . brossage métallique (plus outil dur si nécessaire) ;
- . rinçage très soigné à l'eau chaude suivi d'un rinçage à l'eau froide ;
- . si le nettoyage n'est pas parfait, on recommence l'opération ;
- . séchage avec de l'acétone et à l'étuve à 50°C pendant 1 heure ou à l'air chaud pulsé.

Métaux passivables :

Après un lavage à l'eau, l'examen visuel consiste en une description de l'état de l'élément sur ses faces supérieure et inférieure. Dans le cas d'un témoin de durabilité, l'examen concerne également l'interface coté attache.

Il sera précisé les dimensions des surfaces d'acier mises à nu et leur degré de corrosion (corrosion faible ou forte du métal de base appréciée par le % de la surface et la profondeur des piqûres et des cratères).

2 - Mesure des épaisseurs résiduelles moyennes de zinc et d'acier - Détermination de la perte moyenne d'épaisseur de zinc

2.1 - Mesure des épaisseurs résiduelles moyennes de zinc

L'épaisseur résiduelle moyenne de zinc est déterminée à partir de la masse résiduelle de zinc obtenue par différence entre les masses de l'élément après simple nettoyage et après dissolution du zinc dans une solution d'acide chlorhydrique - chlorure d'antimoine.

Les opérations à effectuer sont donc les suivantes :

- . pesée de l'élément après un simple nettoyage (décapage des oxydes), avec une précision de 0,1g : soit M_1 ;
- . décapage du zinc restant : voir le mode opératoire ci-dessous ;
- . pesée de l'élément après décapage du zinc, avec une précision de 0,1g : soit M_2 ;
- . mesure de la surface totale S de l'élément (voir ci-dessous).

Décapage du zinc restant - Mode opératoire

Le mode opératoire décrit ci-après s'inspire de la norme NF A 91121 (Galvanisation à chaud par immersion dans le zinc fondu) à laquelle on pourra se reporter pour plus de précisions.

- Préparation d'une solution d'acide chlorhydrique - chlorure d'antimoine dans les proportions suivantes :
 - . 100ml d'acide chlorhydrique,
 - . 5ml de chlorure d'antimoine obtenu par dissolution de 20g de Sb_2O_3 ou de 32g de $SbCl_3$ dans 1000ml de HCl.
- Placer l'élément dans la solution : le volume de la solution doit être au moins égal à 1ml par centimètre carré de surface de l'élément examiné.
- Laisser l'élément plongé dans la solution jusqu'à ce que le dégagement d'hydrogène cesse ou que seulement quelques bulles se dégagent. La température de la solution ne doit pas excéder 38°C.
- Après attaque, l'échantillon est lavé, brossé, essuyé et séché.

Mesure de la surface totale exposée S de l'élément

- Mesure de la largeur b , à 0,05mm près, en au moins 5 points de l'élément.
- Mesure de la longueur totale L , à 1mm près.

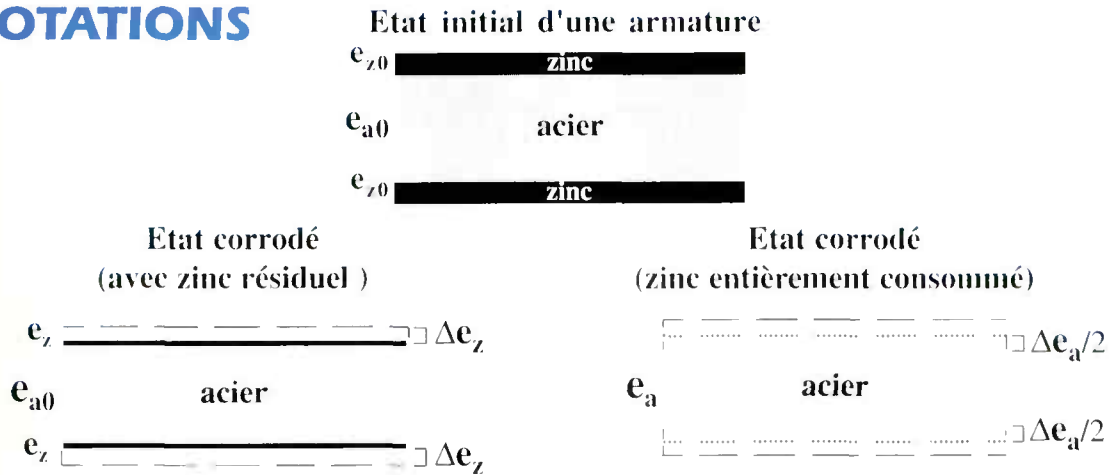
$$S = 2.(b + e_{a0}).(L + 0,125.n) \quad \text{en cm}^2$$

- . e_{a0} est l'épaisseur initiale d'acier.
- . n est le nombre de crans présents sur l'élément (armatures à haute adhérence).

L'épaisseur moyenne résiduelle de zinc e_z est alors obtenue par l'expression :

$$e_z = \frac{M_1 - M_2}{\rho_z \cdot S} \quad \rho_z \text{ étant la masse volumique du zinc, soit } 7,1 \text{ g/cm}^3$$

NOTATIONS



2.2 - Détermination de la perte moyenne d'épaisseur de zinc

a - Témoins de durabilité

La corrosion étant faible dans la partie du témoin couverte par les éclisses, on affecte la totalité de la perte de masse à la longueur de l'échantillon directement en contact avec le remblai, soit :

$$\Delta e_z = \frac{L}{L - L_e} \cdot (e_{z0} - e_z)$$

e_z étant déterminée par dissolution chimique

L_e : longueur d'éclissage.

b - Tronçons d'armatures prélevés dans une fouille

On se référera à la valeur probable d'épaisseur moyenne initiale de zinc e_{z0} pour déterminer la perte moyenne de zinc.

$$\Delta e_z = e_{z0} - e_z$$

2.3 - Détermination des pertes moyennes d'épaisseur d'acier

a - Témoins de durabilité

Connaissant la masse totale à l'origine (M_0), l'épaisseur moyenne de revêtement de zinc à l'origine et par face (e_{z0}), le nombre de crans (n) et les caractéristiques géométriques de l'élément (L , b), on en déduit :

- La masse de zinc à l'origine : $M_{z0} = e_{z0} \cdot S \cdot \rho_z$

- La masse d'acier à l'origine : $M_{a0} = M_0 - M_{z0}$

- L'épaisseur d'acier à l'origine :

$$e_{a0} = \frac{M_{a0}}{L \cdot b \cdot \rho_a} - \frac{0,09 \cdot n}{L} \quad \text{avec } \rho_a = 7,85 \text{g/cm}^3 \text{ et } L \text{ en cm}$$

- La perte moyenne d'épaisseur d'acier par face :

$$\Delta e_a = \frac{M_{a0} - M_2}{M_{a0}} \cdot \frac{L}{L - L_c} \cdot \frac{e_{a0}}{2}$$

b - Armature prélevée dans une fouille

Dans ce cas, on ne connaît pas précisément l'épaisseur moyenne initiale de l'élément. On partira néanmoins d'une valeur probable pour effectuer une estimation de la perte moyenne d'acier Δe_a .

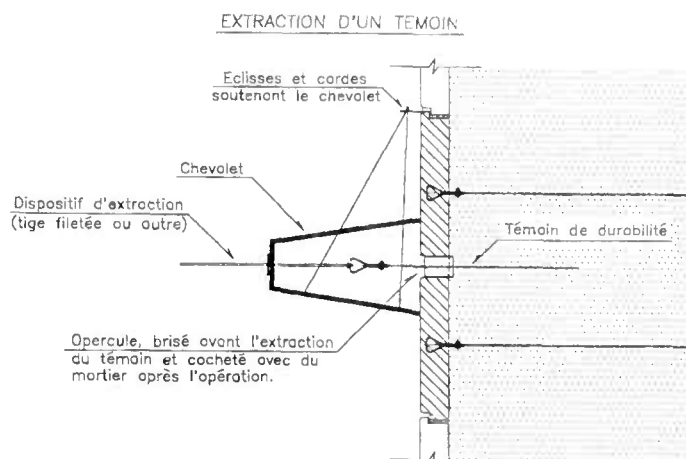
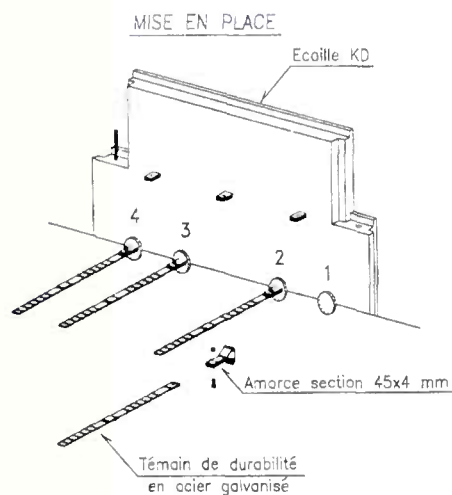
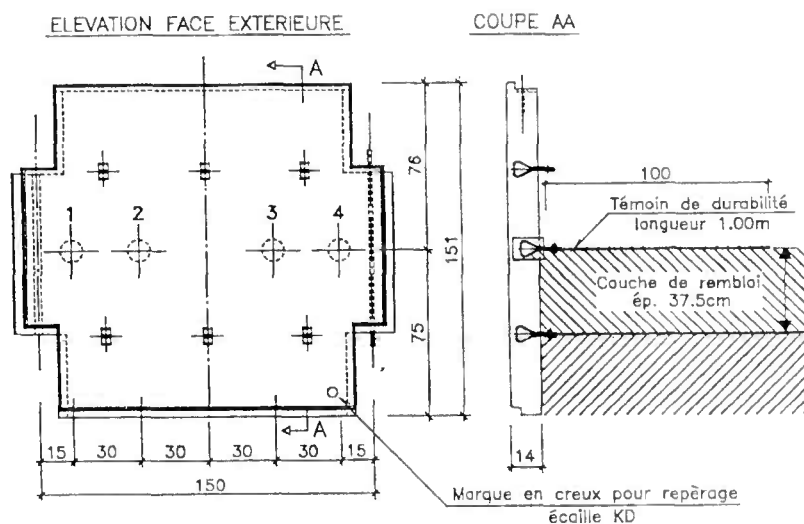
3 - Mesure de la résistance à la traction

Les essais de traction sont effectués sur des tronçons d'armature de 500mm de longueur.

ANNEXE A3

CONSTITUTION ET MODE DE PRELEVEMENT DES TEMOINS DE DURABILITE

Nota : Les plans qui suivent, extraits des documents TA.F 801 et 804 de la société Terre Armée, représentent les dispositifs mis en place actuellement. Sur les ouvrages anciens, ces dispositifs sont légèrement différents et sont représentés au 1.3.1.5 du document de recommandations de 79¹⁰ (voir aussi la figure A9 du présent document).



¹⁰ Les ouvrages en terre armée - Recommandations et règles de l'art - LCPC/SETRA - Septembre 1979

ANNEXE A4

INTERPRETATION DES MESURES D'ÉPAISSEUR RÉSIDUELLE DES TÉMOINS DE DURABILITÉ OU DE TRONÇONS D'ARMATURES PRÉLEVÉS DANS UNE FOUILLE

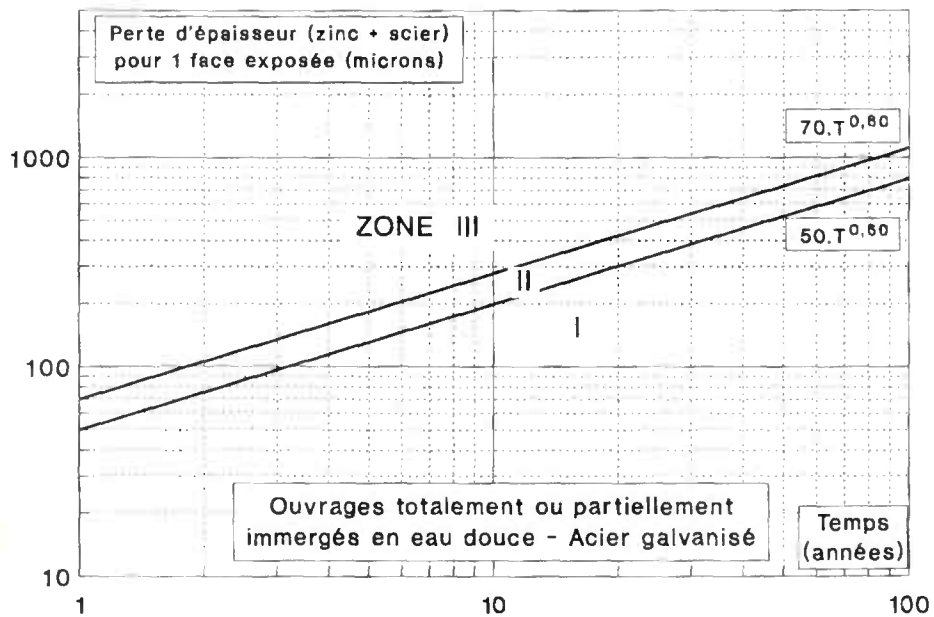
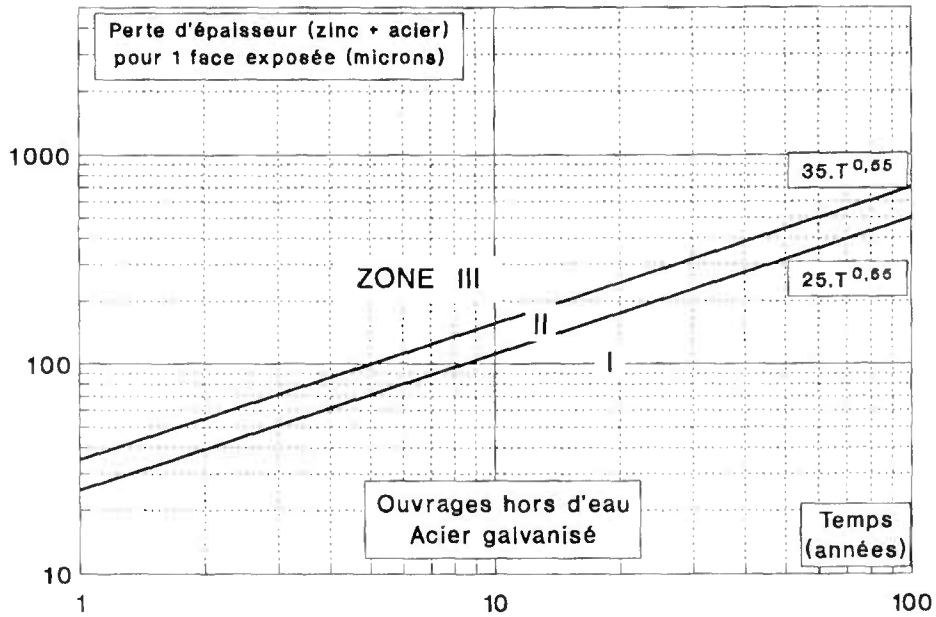
La présente annexe est destinée à permettre d'effectuer un diagnostic sommaire de l'état de corrosion d'un ouvrage, *basé sur les mesures d'épaisseur résiduelle* de témoins de corrosion ou de tronçons d'armatures prélevés dans une fouille, *lorsqu'il n'est pas possible de connaître avec suffisamment de précision la résistance initiale de ces éléments.*

L'interprétation des mesures d'épaisseur résiduelle nécessite de connaître l'épaisseur initiale des éléments testés. Dans le cas de témoins de corrosion, celle-ci peut être connue aisément à partir de leur poids, indiqué dans le dossier d'ouvrage. Dans le cas de tronçons d'armatures, il existe toujours une incertitude sur l'épaisseur initiale liée aux tolérances (0,4 mm), mais elle est toutefois bien moins importante que sur la résistance initiale.

Les pertes d'épaisseur, obtenues par différence entre épaisseur initiale connue ou estimée et épaisseurs résiduelles mesurées, sont comparées aux pertes d'épaisseur attendues compte tenu de la nature de l'armature, de l'âge de l'ouvrage et de son environnement (hors d'eau ou en eau douce).

Dans chacun des 2 graphes ci-après, les 2 droites qui ont été tracées déterminent 3 zones :

- **Zone I :** La corrosion peut être considérée comme normale, c'est-à-dire conforme aux modèles d'évolution retenus pour des remblais satisfaisant les recommandations de 79. La prochaine inspection détaillée avec sondages peut avoir lieu 15 ans plus tard.
- **Zone II :** La corrosion est plus importante que ne le prévoient les modèles de corrosion retenus pour des remblais conformes aux recommandations en vigueur, mais reste inférieure à celle prise en compte pour la justification des ouvrages (épaisseurs sacrifiées à la corrosion). Dans ces conditions, la situation est peu inquiétante ; la prochaine inspection détaillée avec sondages peut avoir lieu 10 ans plus tard.
- **Zone III :** La corrosion est anormalement importante. Il convient d'en rechercher les causes, notamment à partir des analyses de remblai, si des prélèvements ont pu être effectués au voisinage des éléments corrodés. La prochaine inspection détaillée avec sondage devra comprendre l'ouverture d'une grande fouille et avoir lieu dans au plus 5 ans. Si toutefois les phénomènes de corrosion observés sont particulièrement importants par rapport aux prévisions, l'ouverture d'une grande fouille doit intervenir immédiatement.



ANNEXE A5

DIAGRAMME POUR L'ÉTABLISSEMENT D'UN DIAGNOSTIC A PARTIR DE PETITES FOUILLES OU DE TÉMOINS DE DURABILITÉ

Les diagrammes qui suivent concernent les ouvrages hors d'eau et les ouvrages totalement ou partiellement immergés en eau douce munis d'armatures en acier galvanisé. Ces armatures peuvent être de 2 types différents :

- 3mm d'épaisseur d'acier et 30 microns de zinc sur chaque face. Les diagrammes correspondants peuvent être utilisés pour des épaisseurs de zinc allant de 25 à 40 microns.
- 5mm d'épaisseur d'acier avec un revêtement de 70 microns de zinc. Les diagrammes correspondants peuvent être utilisés pour des épaisseurs de zinc allant de 70 à 80 microns.

Dans ces conditions¹¹ :

$$\frac{\Delta R}{R_0} + \frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} = 2 + \frac{\Delta R}{R_0} \quad (\text{en } \%) \text{ pour les armatures de 3 mm ;}$$

$$\frac{\Delta R}{R_0} + \frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} = 3 + \frac{\Delta R}{R_0} \quad (\text{en } \%) \text{ pour les armatures de 5 mm.}$$

CONSTRUCTION DES DIAGRAMMES 12

. Droites inclinées

Comme indiqué au § A3.3.1.a, les droites inclinées ont pour équation :

$$\frac{\Delta R}{R_0} + \frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} = \alpha \cdot T^n \quad (1)$$

. α est déterminé de sorte que la droite passe par le point

$$\frac{\Delta R}{R_0} = \frac{e_{\xi}}{e_{a0}} \quad \text{pour } T \text{ égal à la durée de service ;}$$

. n vaut 0,65 en site hors d'eau et 0,6 en eau douce.

¹¹ Pour les notations, voir l'annexe A2.

¹² Il s'agit de la construction des diagrammes concernant les ouvrages dimensionnés en tenant compte d'une surépaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion, c'est à dire essentiellement les ouvrages munis d'armatures de 5 mm d'épaisseur. Pour les ouvrages munis d'armatures de 3 mm, des diagrammes similaires ont néanmoins pu être tracés sur la base de considérations légèrement différentes non développées ici.

EXEMPLE : cas des armatures de 5mm + 70 microns de zinc
Ouvrages ordinaires hors d'eau

- . $e_{a0} = 5000 \mu\text{m}$ et $e_{z0} = 70 \mu\text{m}$
- . Pour les 2 faces : $e_s = 1000 \mu\text{m}$
- . Durée de service prévue : 70 ans
- . $n = 0,65$

Pour $T = 70$ ans $\frac{\Delta R}{R_0} = \frac{e_s}{e_{a0}} = \frac{1000}{5000} = 20\%$ et $\frac{e_{z0}}{e_{a0}} = \frac{2 \cdot 70}{5000} = 2,8\%$

d'où : $\alpha = \frac{20 + 2,8}{70^{0,65}} = 1,44$

L'expression (1) devient dans ce cas : $2,8 + \Delta R/R_0 = 1,44 \cdot T^{0,65}$

On retient donc : $3 + \Delta R/R_0 = 1,4 \cdot T^{0,65}$

. Droites horizontales

Les droites horizontales matérialisent des seuils de perte de résistance qui correspondent à certains taux de contraintes dans les armatures :

- droite basse (entre zones 2 et 3) : contrainte égale à celle résultant de l'application des textes ;
- droite haute (entre zones 3 et 4) : contrainte sous actions non pondérées égale à la limite élastique de l'acier.

Si on pose $\lambda = \Delta R / R_0$ la résistance résiduelle est égale à $R_{res} = (1 - \lambda) \cdot R_0$

ce qui revient à dire que l'épaisseur résiduelle de l'armature est : $(1 - \lambda) \cdot e_{a0}$

La contrainte dans l'armature est donc égale à : $\sigma_a = \frac{t}{b \cdot (1 - \lambda) \cdot e_{a0}}$

- . b étant la largeur de l'armature,
- . t l'effort de traction auquel elle est soumise.

Suivant les Recommandations de 79, la traction maximum admise dans une armature est :

$T_{max} = \frac{b \cdot (e_{a0} - e_s) \cdot \sigma_r}{\gamma_r}$ sous les actions pondérées.

Sous les actions non pondérées, la traction maximum est donc :

$$I_{\max} = \frac{b \cdot (e_{a0} - e_s) \cdot \sigma_r}{\gamma_r \cdot 1,35}$$

En supposant que les lits d'armatures aient été juste dimensionnés pour que la traction maximum soit atteinte à la fin de la durée de service prévue, la contrainte dans une armature est alors égale à :

$$\sigma_a = \frac{I}{\gamma_r \cdot 1,35} \cdot \frac{(e_{a0} - e_s)}{(1 - \lambda) \cdot e_{a0}} \cdot \sigma_r$$

$$\text{D'où} \quad \lambda = 1 - \frac{I}{\gamma_r \cdot 1,35} \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_a} \cdot \frac{e_{a0} - e_s}{e_{a0}}$$

Conditions de justification normales (droite basse) : $1,35 \cdot \sigma_a = \frac{\sigma_r}{\gamma_r}$

$$\lambda = 1 - \frac{e_{a0} - e_s}{e_{a0}}$$

Contrainte égale à la limite élastique (droite haute) : $\sigma_a = \frac{\sigma_r}{1,5}$

$$\lambda = 1 - \frac{1,5}{\gamma_r \cdot 1,35} \cdot \frac{e_{a0} - e_s}{e_{a0}}$$

EXEMPLE: cas des armatures de 5mm + 70 microns de zinc - Ouvrages ordinaires

. $e_{a0} = 5000 \mu\text{m}$ et $e_{z0} = 70 \mu\text{m}$

. Pour les 2 faces : $e_s = 1000 \mu\text{m}$

. $\gamma_r = 1,5$ (ouvrage ordinaire)

- **Droite basse** :

$$\lambda = 0,2 \quad \text{c'est-à-dire : } \Delta R/R_0 = 20\%$$

$$\text{D'où} \quad 2 \cdot e_{z0}/e_{a0} + \Delta R/R_0 = 23\%$$

- **Droite haute** :

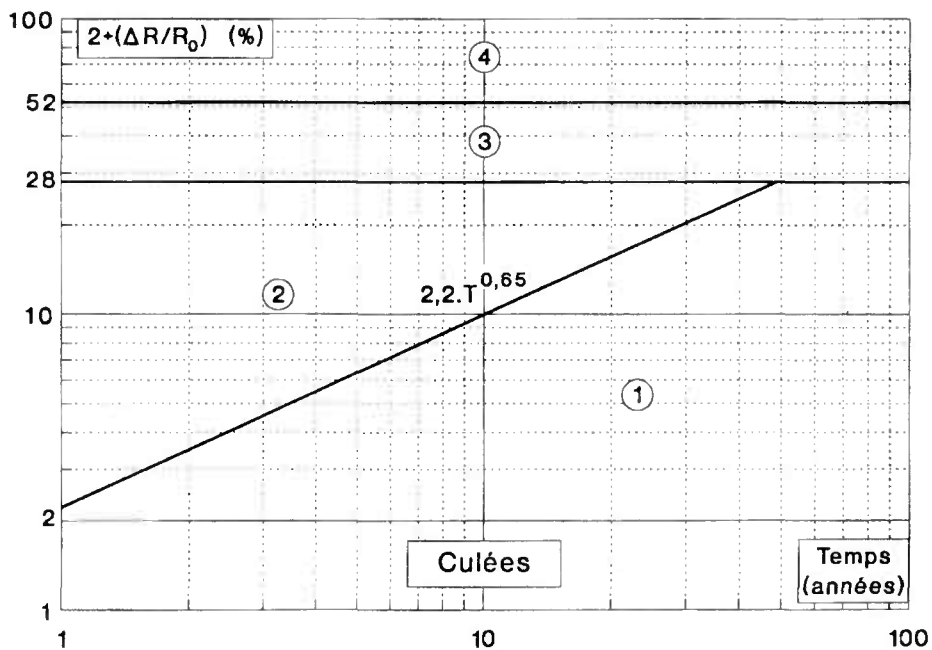
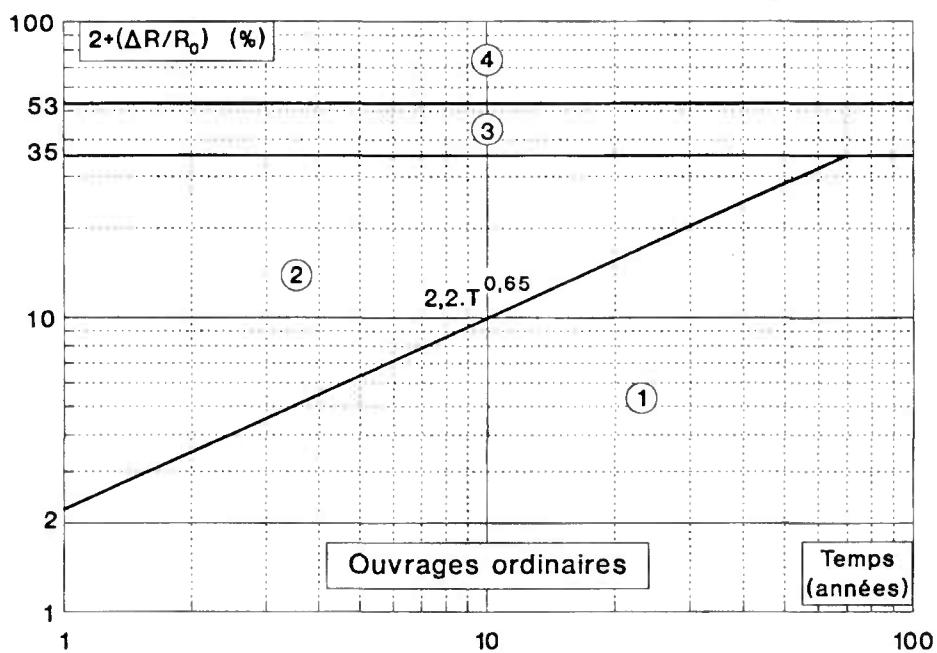
$$\lambda = 0,407 \quad \text{c'est-à-dire : } \Delta R/R_0 = 41\%$$

$$\text{D'où} \quad 2 \cdot e_{z0}/e_{a0} + \Delta R/R_0 = 44\%$$

OUVRAGES HORS D'EAU

Armatures de 3 mm, galvanisées (30 μm)

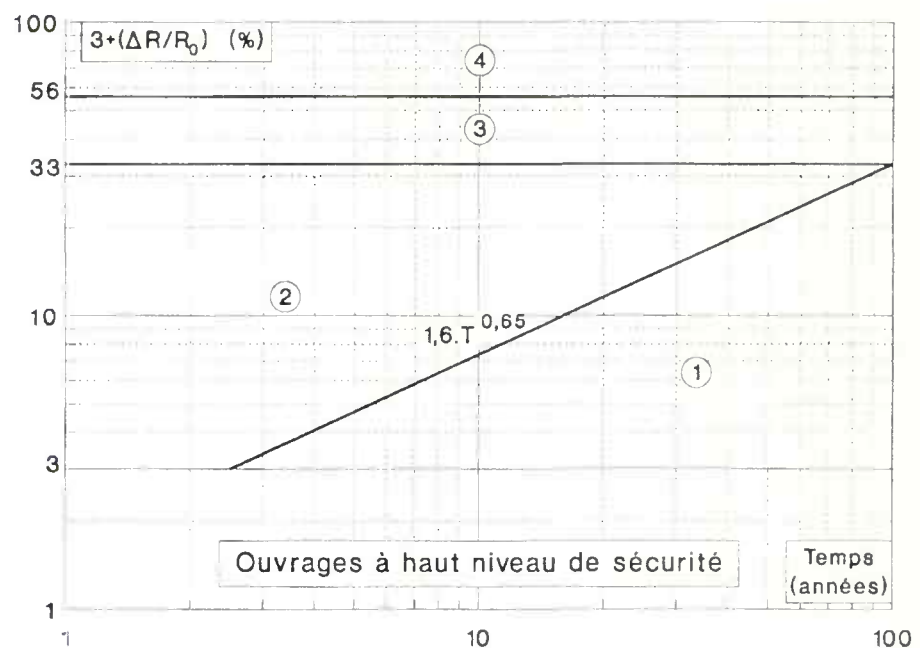
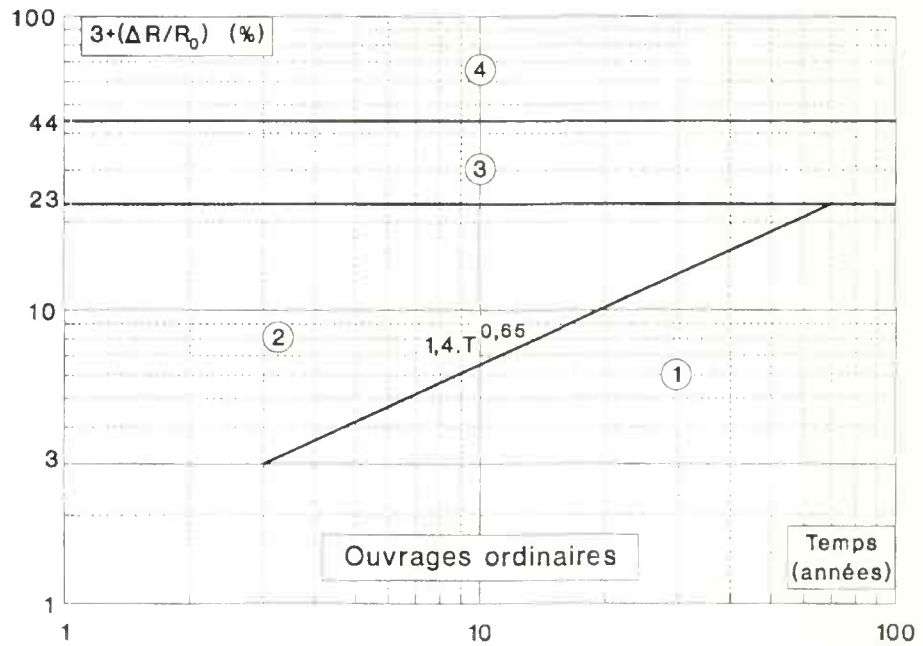
Nota :
$$\frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \frac{\Delta R}{R_0} = 2 + \frac{\Delta R}{R_0} \quad (\text{en } \%)$$



OUVRAGES HORS D'EAU

Armatures de 5 mm, galvanisées (70 μm)

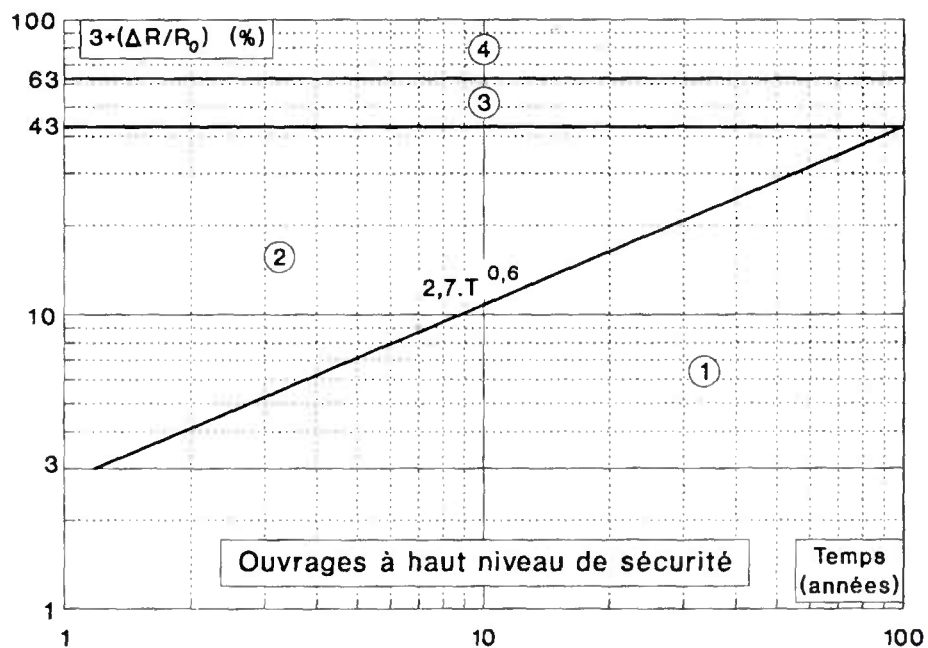
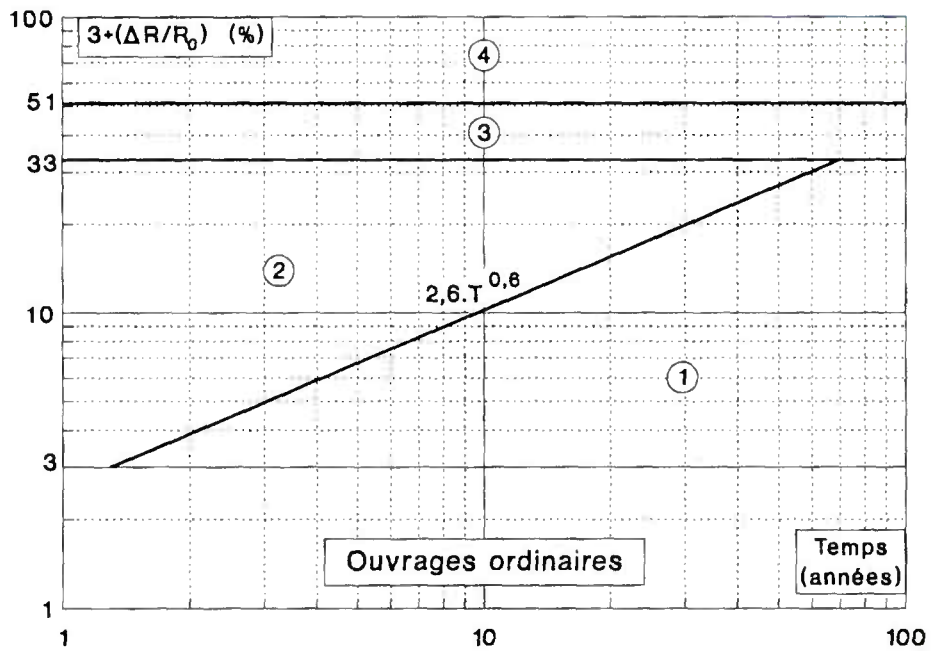
Nota :
$$\frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \frac{\Delta R}{R_0} = 3 + \frac{\Delta R}{R_0} \quad (\text{en } \%)$$



OUVRAGES TOTALEMENT OU PARTIELLEMENT IMMERGES EN EAU DOUCE

Armatures de 5 mm, galvanisées (70 μm)

Nota :
$$\frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \frac{\Delta R}{R_0} = 3 + \frac{\Delta R}{R_0} \quad (\text{en } \%)$$



ANNEXE A6

DIAGRAMME POUR L'ESTIMATION DE LA DURÉE DE SERVICE RESIDUELLE DES LITS D'ARMATURE

Pour chaque lit d'armatures ayant fait l'objet de mesures de résistance résiduelle, les diagrammes qui suivent doivent être complétés en traçant les droites horizontales d'équations (voir exemple ci-dessous) :

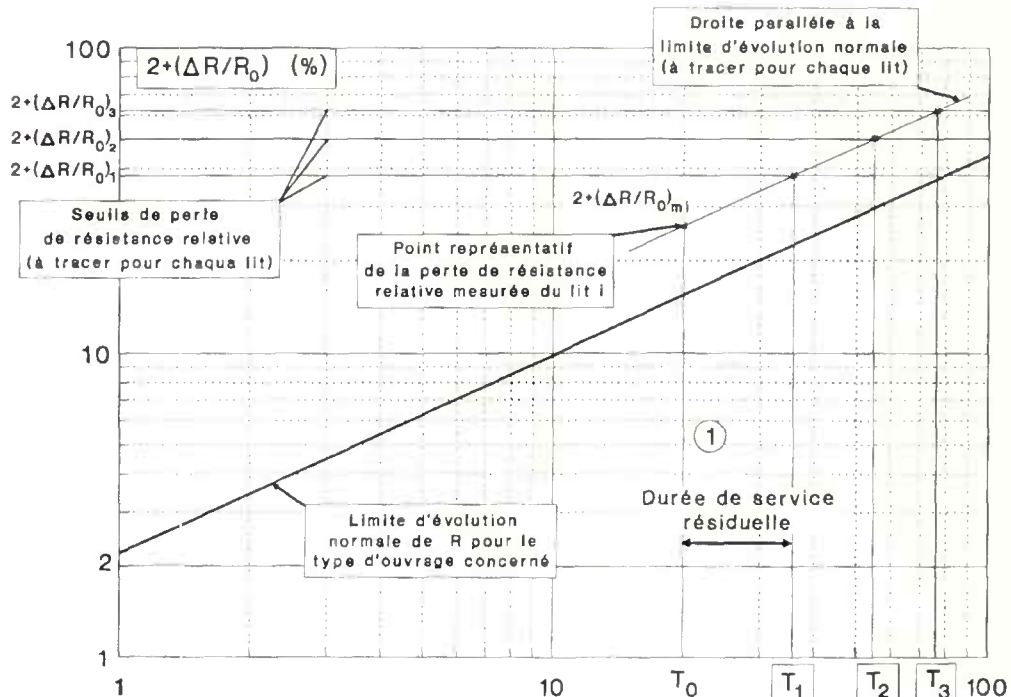
$$\frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \frac{\Delta R}{R_0} = \frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_1 \quad \text{avec} \quad \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_1 = 1 - \beta \cdot \frac{l_i}{R_0}$$

(β est égal à 2 pour les ouvrages ordinaires et 2,23 pour les culées et les autres ouvrages à haut niveau de sécurité).

$$\frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \frac{\Delta R}{R_0} = \frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_2 \quad \text{avec} \quad \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_2 = 1 - 1,5 \cdot \frac{l_i}{R_0}$$

$$\frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \frac{\Delta R}{R_0} = \frac{2 \cdot e_{z0}}{e_{a0}} + \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_3 \quad \text{avec} \quad \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right)_3 = 1 - \frac{l_i}{R_0}$$

dans lesquelles le terme $2 \cdot e_{z0} / e_{a0}$ vaut 2 pour les armatures de 3 mm et 3 pour les armatures de 5 mm (voir annexe A5).

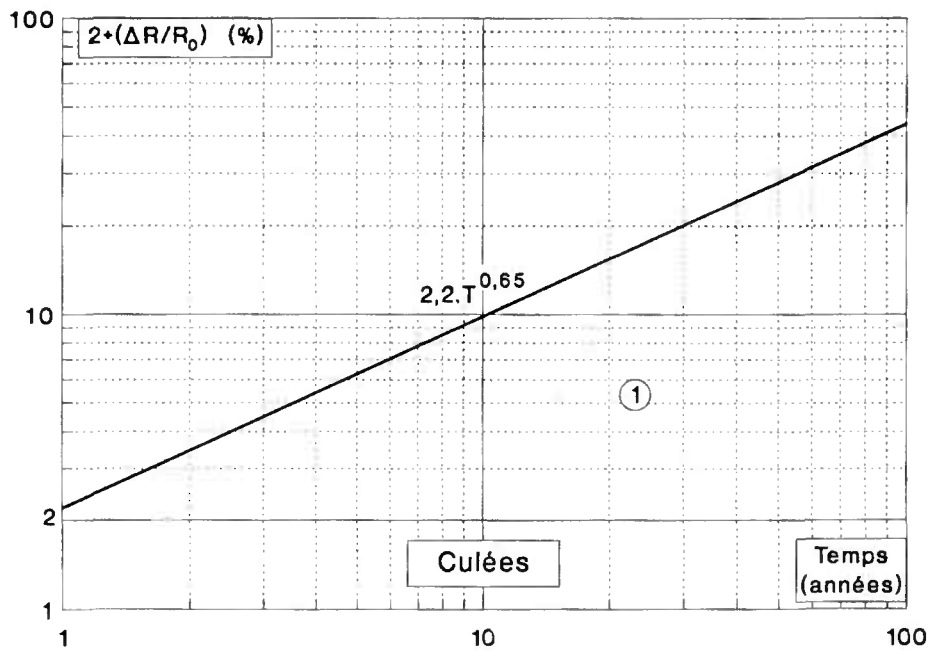
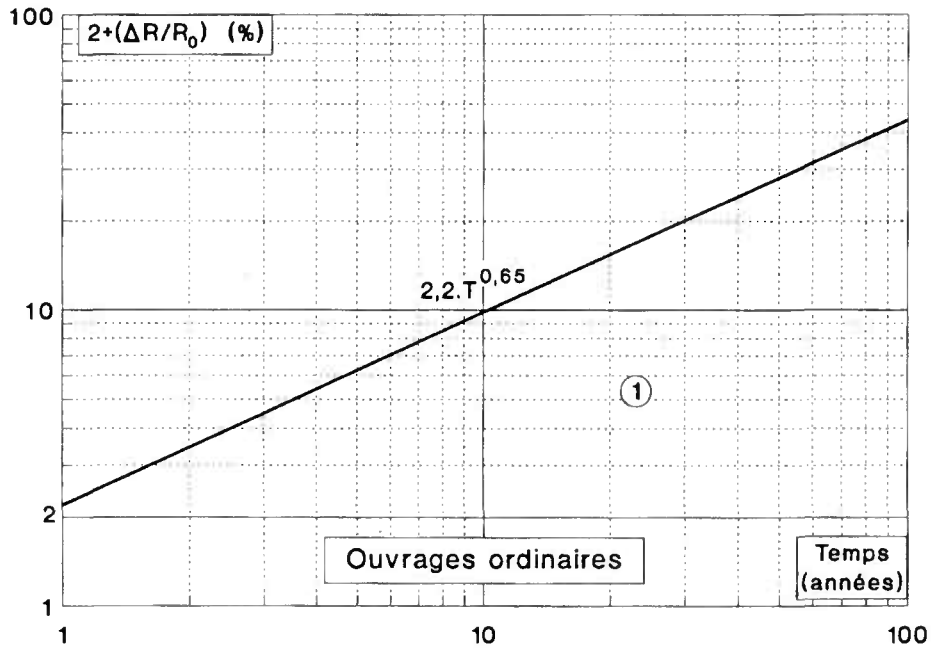


Rappel :

- T_1 : date estimée d'atteinte du niveau de contrainte maximum réglementaire dans les armatures du lit i .
- T_2 : date estimée d'atteinte de la limite élastique de l'acier dans les armatures du lit i .
- T_3 : date estimée d'atteinte de la contrainte de rupture de l'acier dans les armatures du lit i .

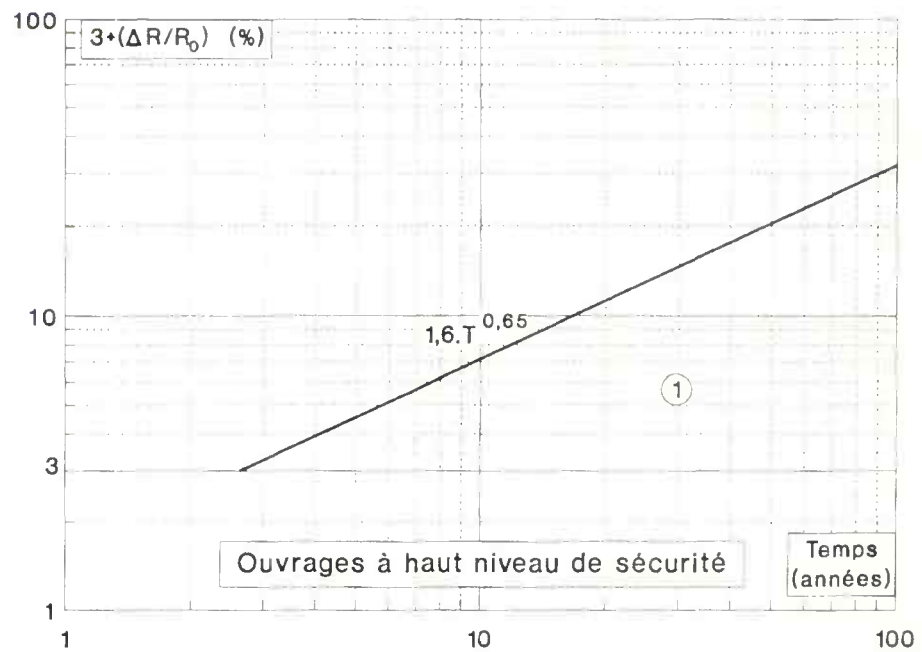
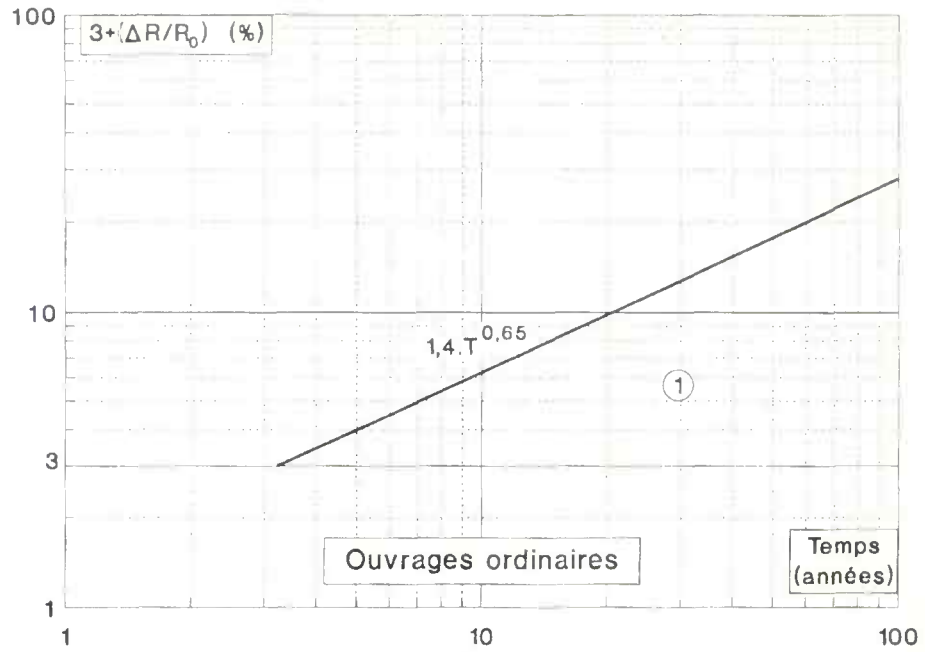
OUVRAGES HORS D'EAU

Armatures de 3 mm, galvanisées (30 μm)



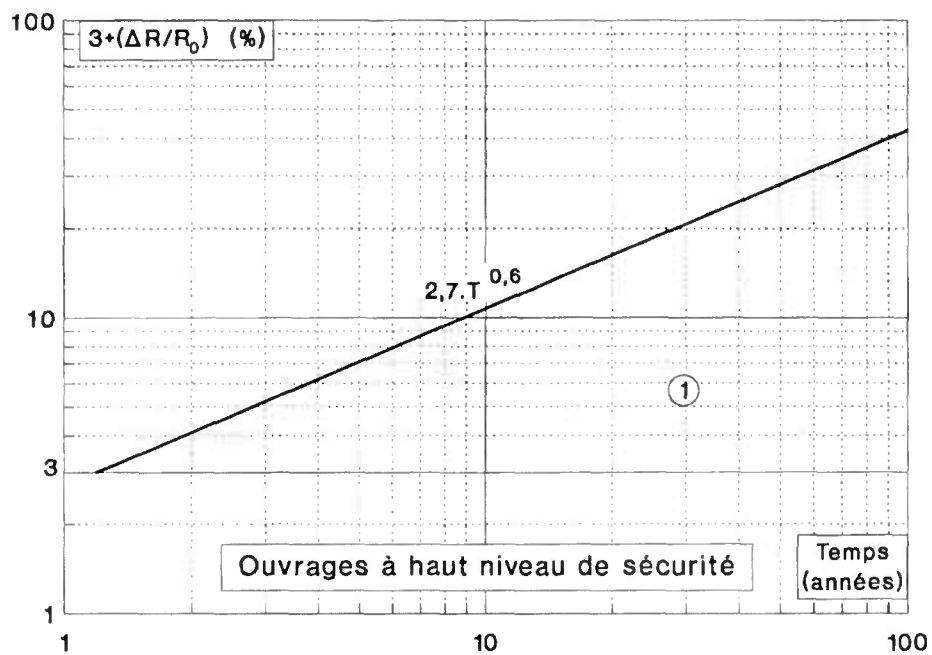
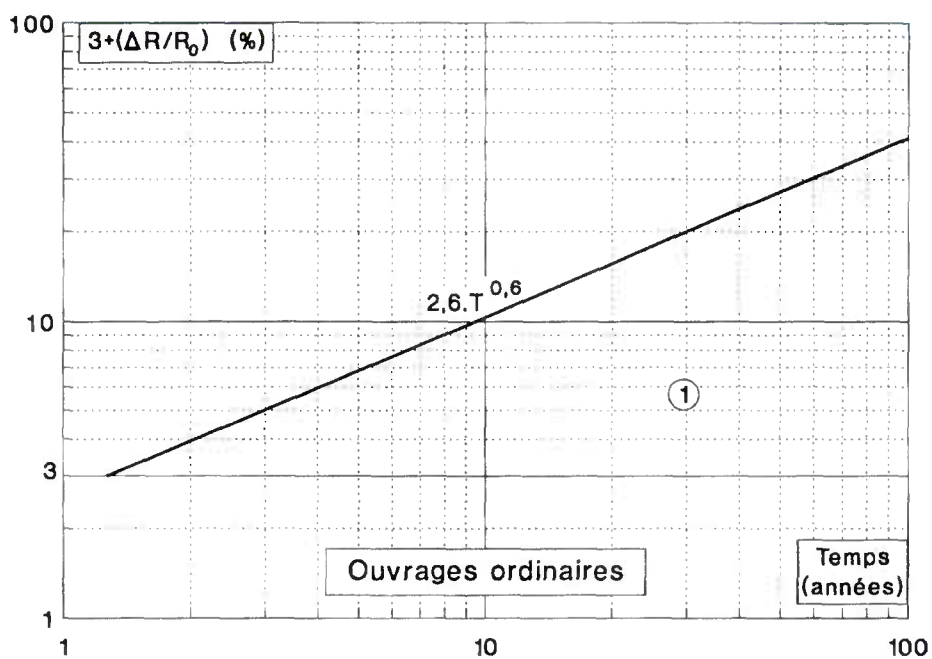
OUVRAGES HORS D'EAU

Armatures de 5 mm, galvanisées (70 μm)



OUVRAGES TOTALEMENT OU PARTIELLEMENT IMMERGÉS EN EAU DOUCE

Armatures de 5 mm, galvanisées (70 μm)



Page laissée blanche intentionnellement

DEUXIEME PARTIE: RENFORCEMENT DES OUVRAGES

TABLE DES MATIERES

B1 - GENERALITES	63
B2 - LES PRINCIPALES SOLUTIONS DE RENFORCEMENT	63
B2.1 - Les remblais de butée	64
B2.2 - Les murs de soutènement	68
B2.3 - Les parois et voiles ancrés	72
B2.4 - Le clouage	77
B2.5 - Solutions particulières	80
B3 - LE RENFORCEMENT PAR CLOUAGE	82
B3.1 - Emprise nécessaire aux travaux	83
B3.2 - Clouage écaille par écaille	84
B3.2.1 - Principe de mise en œuvre	84
B3.2.2 - Plaques d'appui	87
B3.3 - Clouage avec voile en béton armé	90
B3.4 - Constitution et protection des clous	92
B3.4.1 - Armature	92
B3.4.2 - Coulis de scellement	93
B3.4.3 - Longueur et diamètre des inclusions	94
B3.5 - Problèmes particuliers	95
B3.5.1 - Ecaille en partie inférieure d'ouvrage	95
B3.5.2 - Ecailles masquées par un obstacle	96
B3.5.3 - Cas des culées et des culées-mixtes	99
B3.5.4 - Réseaux divers	101
B3.6 - Justifications techniques des ouvrages	102
B3.6.1 - Reconnaissance	102
B3.6.2 - Essais de clous	102
B3.6.3 - Justifications	106

Page laissée blanche intentionnellement

B1 - GENERALITES

Cette deuxième partie a pour objet de présenter les principales solutions qui ont été imaginées et généralement mises en œuvre pour renforcer des ouvrages en terre armée dont les armatures, ou leurs systèmes de fixation au parement, n'offraient plus la résistance requise pour en permettre une exploitation normale.

Ces solutions de renforcement sont assez nombreuses ; le choix de l'une d'elles dépend de nombreux facteurs et en particulier de l'emprise disponible devant les parements de l'ouvrage, de la nature et des particularités de celui-ci, de son environnement, des caractéristiques géotechniques des terrains de fondations.

Une place toute particulière est faite ici à la technique du clouage qui s'est avérée être l'une

des solutions de renforcement les mieux adaptées lorsque l'emprise disponible devant les parements des ouvrages est extrêmement limitée, ce qui est un cas très fréquent.

Sauf exception, il y a lieu de considérer qu'à terme les armatures des ouvrages en terre armée dont on envisage le renforcement ne joueront plus aucun rôle dans la résistance de ces derniers. De ce fait, on fera abstraction de la présence de ces armatures dans les justifications de la solution de renforcement étudiée. Bien entendu, lorsque le renforcement n'est que partiel, cette disposition ne concerne que la partie renforcée de l'ouvrage.

B2 - LES PRINCIPALES SOLUTIONS DE RENFORCEMENT

Les principales solutions de renforcement des ouvrages en terre armée, dont les armatures (ou les systèmes d'attache de celles-ci) n'offrent plus la résistance requise, peuvent être classées en fonction de l'importance de l'emprise dont il faut disposer devant le parement de l'ouvrage, de la façon suivante :

- les remblais de butée ;
- les ouvrages de soutènement ;
- les voiles et parois ancrés ;
- le clouage.

Dans de nombreux cas toutefois, il sera nécessaire de combiner entre elles ces différentes

solutions, pour répondre au mieux aux contraintes particulières imposées par l'ouvrage lui-même ou par son état, par son environnement, par les qualités des terrains en place. Il n'est pas exclu, par ailleurs, que d'autres solutions, qui n'ont pas été envisagées ici (voir B2.5), puissent être bien adaptées dans certaines situations particulières.

Ces travaux, destinés à renforcer la structure des ouvrages, peuvent également être complétés par des mesures visant à atténuer ou à supprimer les causes du développement de la corrosion (réparation des systèmes de recueil et d'évacuation des eaux, travaux d'étanchéité ...).

B2.1 - LES REMBLAIS DE BUTEE

La mise en oeuvre d'un remblai de butée constitue une solution de renforcement fiable qui s'avère être, généralement, la moins onéreuse ; elle impose toutefois de pouvoir disposer d'une emprise assez importante devant les parements de l'ouvrage existant.

Lorsqu'il s'agit du seul moyen de renforcement envisagé (non associé à un clouage par exemple), les remblais de butée sont à prévoir sur toute la hauteur de l'ouvrage .

La solution la plus simple consiste à utiliser

un remblai de qualité, bien compacté, disposé avec une pente de 2 pour 3 environ (figures B1 et B3). Le matériau de remblai doit être drainant (au moins localement près du parement) et des barbacanes peuvent être mises en place, si nécessaire, dans les écaïlles du parement. L'emploi de matériaux de remblai "perforants" ou de sols traités (graves très faiblement dosées en ciment, ...) ou renforcés peut permettre une réduction sensible des emprises nécessaires par le biais d'une augmentation de la pente des massifs de butée (figure B2). Dans ce cas toutefois, le matériau de remblai utilisé doit garder une certaine souplesse pour s'adapter à d'éventuels mouvements du sol de fondation.

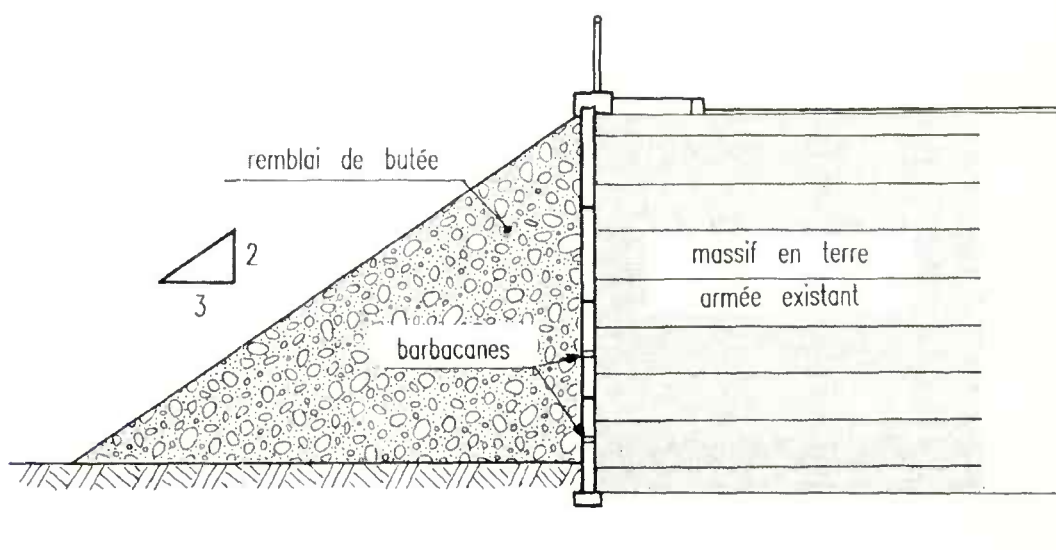


Figure B1 : Renforcement par remblai de butée

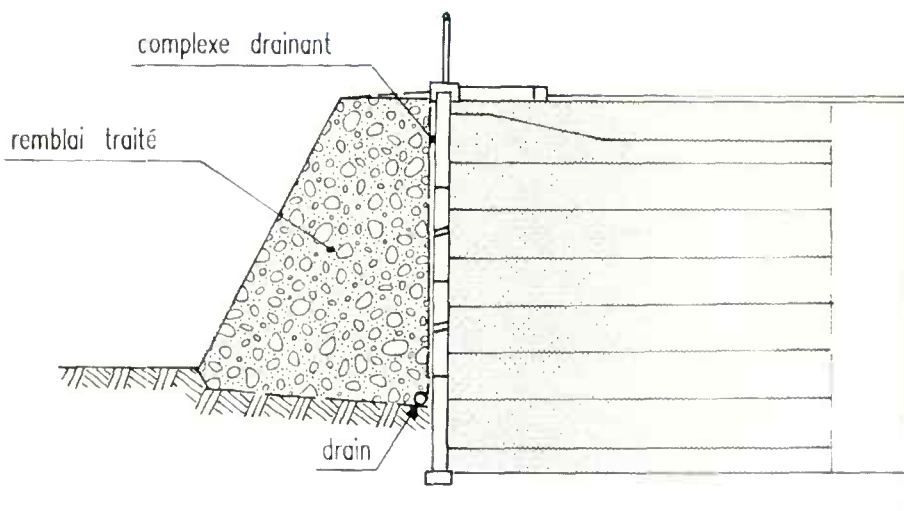


Figure B2 : Remblai de butée en grave traitée

a - situation initiale



b - situation après confortement
(remblai avec risberme)

c - vue en coupe

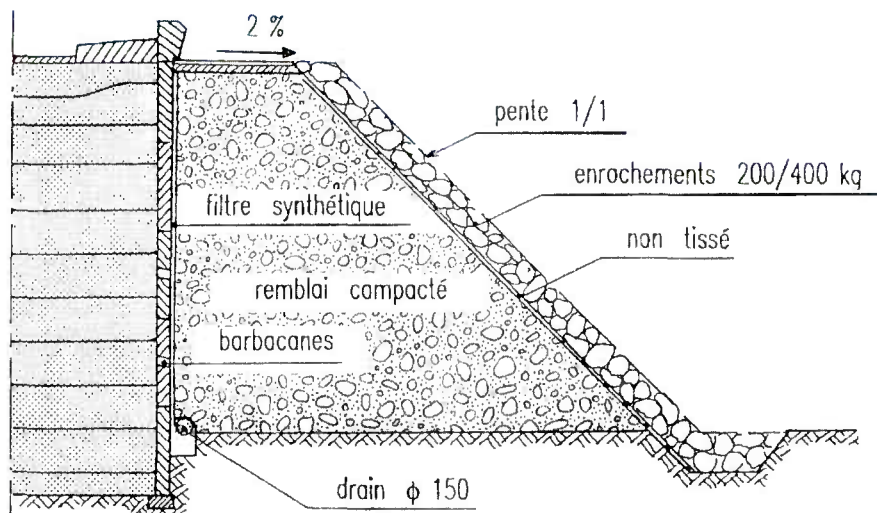


Figure B3 : Confortement d'un mur en terre armée par remblai de butée

Pour les culées, il y aura lieu de prévoir systématiquement une risberme d'une largeur minimum de 2 m environ comptée à partir du nu extérieur du sommier d'appui (figure B4) et de

justifier la stabilité locale de celui-ci (fondation en tête de talus), en faisant abstraction de l'ouvrage existant (parement et armatures).

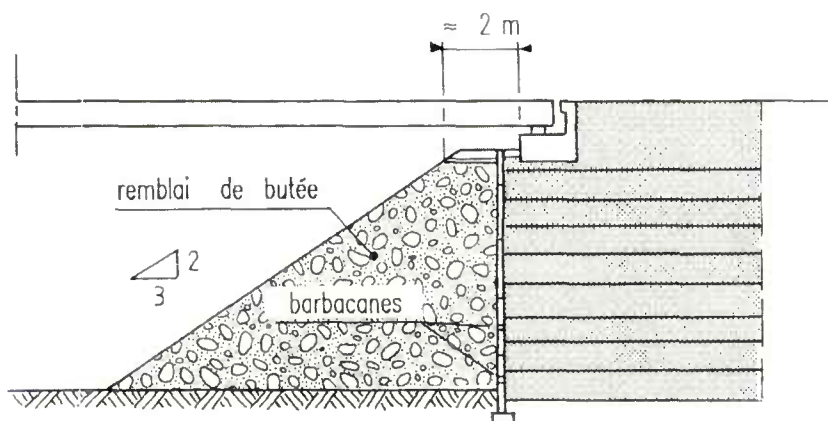


Figure B4 : Culée - Remblai de butée avec risberme

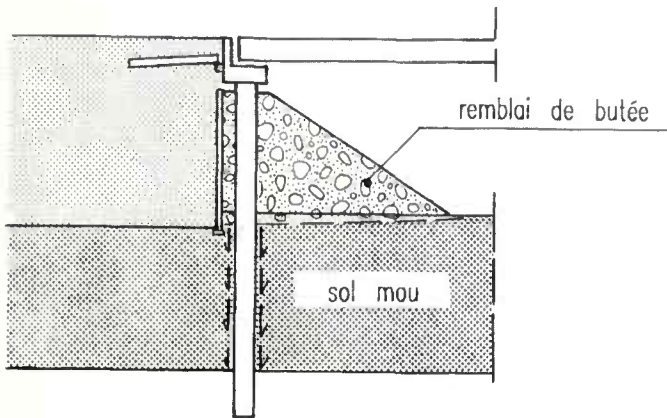
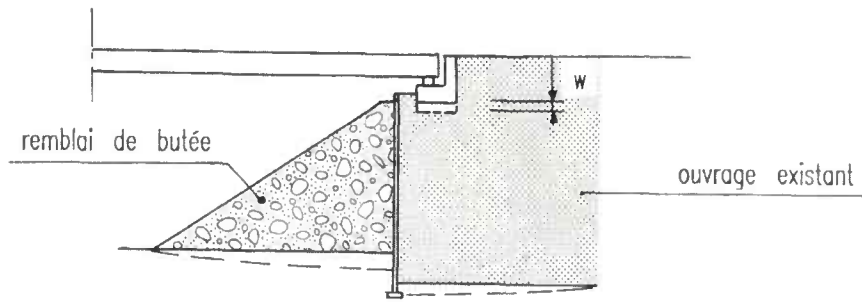
Outre l'importance des emprises nécessaires, la principale difficulté liée à l'emploi d'une telle solution réside dans les effets susceptibles d'être induits dans l'ouvrage en terre armée lui-même et les ouvrages environnants par les tassements dus à la charge pondérale apportée (Figure B5-a et b). *Il conviendra dans tous les cas d'apprécier ces tassements, leurs effets et, si nécessaire, d'examiner le problème de stabilité d'ensemble dans la situation nouvelle ainsi créée* (Figure B5-c). Une attention particulière est à apporter au cas des culées et fausses culées, ainsi qu'à tous les cas où l'influence des remblais mis en oeuvre pourrait se faire sentir sur des fondations d'ouvrages ou de parties d'ouvrages voisins (en particulier tassements, frottements négatifs, poussées latérales).

Il est à noter que des dispositions particulières peuvent être envisagées pour limiter ces effets

néfastes dus aux remblais : substitution locale du sol de fondation, colonnes ballastées, jet-grouting ... En tout état de cause, il conviendra de rechercher les conditions de réalisation des ouvrages les mieux adaptées et de faire procéder à une reconnaissance des sols complémentaire si les données géotechniques disponibles sont insuffisantes.

Enfin, pour les culées tout particulièrement et quel que soit le type de matériau retenu, il conviendra de prévoir une protection des talus contre l'érosion. Naturellement une telle disposition ne s'impose pas nécessairement lorsque le remblaiement est réalisé à titre provisoire, dans le cadre de mesures d'urgence prises dans l'attente du renforcement définitif, comme c'est le cas, par exemple, de la figure B6 qui illustre le renforcement provisoire d'une culée par un remblai limité par un mur de soutènement.

a - tassements



b - efforts parasites

c - instabilité

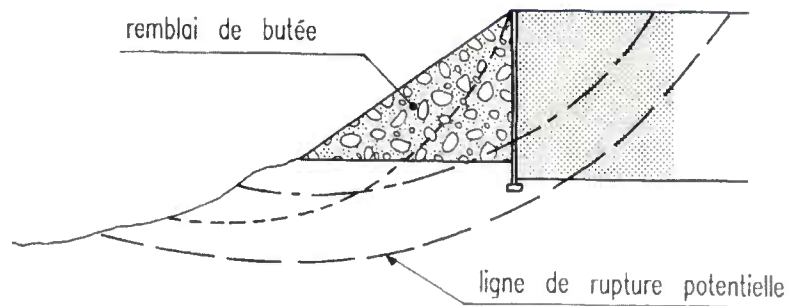


Figure B5 : Effets pouvant être induits par l'action pondérale de remblais rapportés

Figure B6 :
Renforcement provisoire
par remblai de butée limité
par un mur de soutènement



B2.2 - LES MURS DE SOUTÈNEMENT

Lorsque l'emprise disponible est trop limitée pour permettre la mise en oeuvre d'un remblai de butée, la réalisation d'un ouvrage de soutènement peut être envisagée (Figure B7), à condition que les qualités du sol de fondation soient suffisantes.

Cette solution consiste à disposer devant l'ouvrage existant un mur en béton armé sur semelle (figure B7), un soutènement de type mur-poids généralement constitué d'éléments préfabriqués (figures B8 et B9), ou même encore un massif en terre armée ou en sol renforcé.

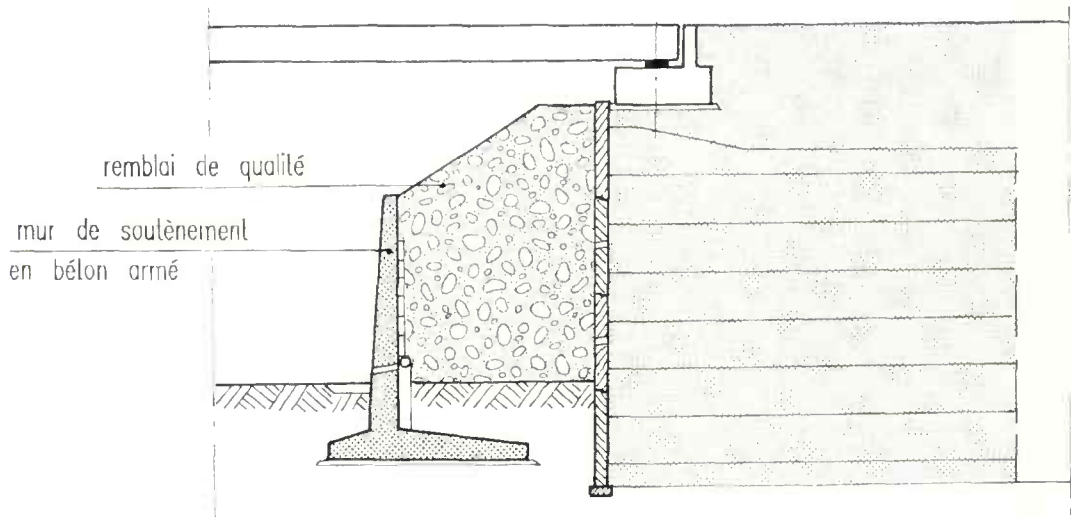


Figure B7 : Renforcement par mur de soutènement en béton armé

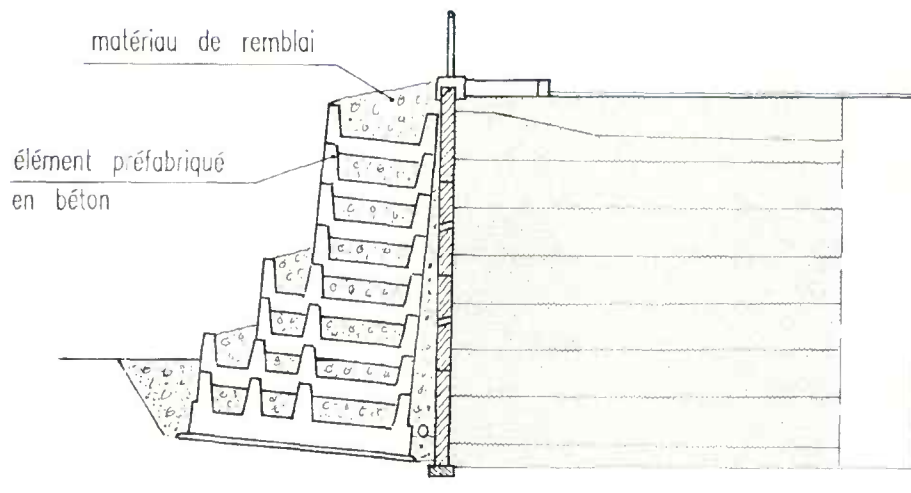
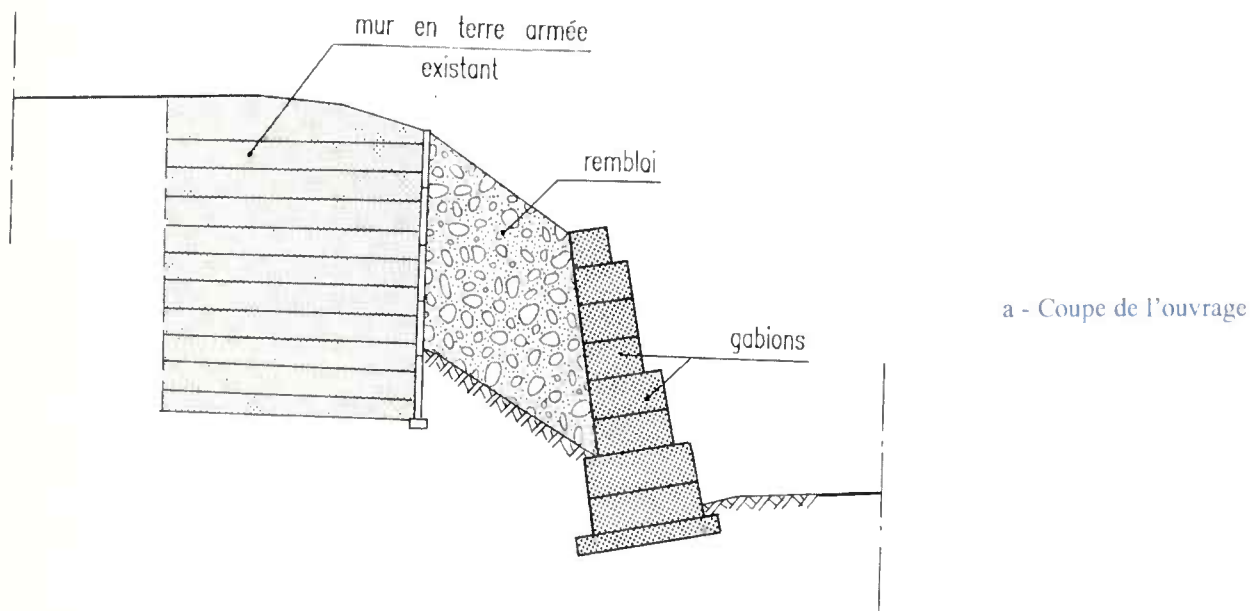


Figure B8 : Renforcement par soutènement en éléments préfabriqués



b - Mur en gabions en cours d'exécution



Figure B9 : Renforcement par mur en gabions

De telles solutions peuvent permettre de limiter l'emprise nécessaire à une valeur de l'ordre de 0,4 à 0,6 fois la hauteur du mur ; elles imposent toutefois de disposer de sols de fondation de bonne qualité. Dans tous les cas, il y aura lieu d'apprécier les tassements et leurs effets, comme pour les remblais de butée (voir B2.1), et de justifier les ouvrages de renforcement dans les conditions habituelles, en faisant abstraction de la présence des écaillés et des armatures.

Une très grande attention est à porter au choix

des matériaux de remblai et à leur mise en oeuvre (tout particulièrement dans le cas des culées), au drainage et *surtout aux conditions d'exécution des ouvrages*. Ainsi, lors de l'exécution de la fouille nécessaire à la construction de la fondation du mur, il est souhaitable de travailler par plots de faibles dimensions, éventuellement décalés, pour éviter de mettre en péril la stabilité de l'ouvrage existant (figure B10). Par ailleurs le blindage de la fouille est impératif si le niveau de fondation retenu est inférieur à celui de la semelle de réglage du mur en terre armée.

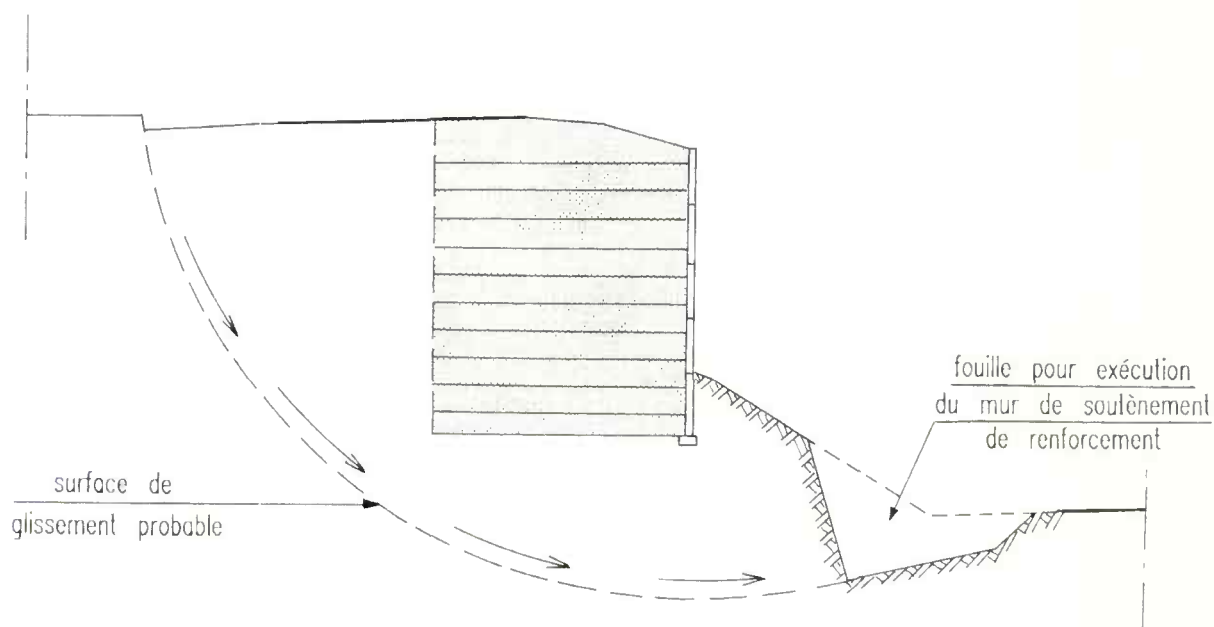


Figure B10 : Instabilité lors de l'exécution d'une fouille en pied de l'ouvrage existant

En général, le recours à une telle solution de renforcement, pour les culées, ne pourra être envisagé que si le sol de fondation est de très bonne qualité, compte tenu de l'importance des efforts à reprendre et de la nécessité de limiter les déplacements susceptibles de se produire lors de la mise en charge de l'ouvrage de renforcement.

Dans le cas particulier des ouvrages compre-

nant deux culées en terre armée de faible à moyenne hauteur (5 à 6 m environ) peu éloignées l'une de l'autre (une quinzaine de mètres au plus), il est possible de concevoir une solution de renforcement directement dérivée de celle évoquée ci-dessus et qui consiste à réaliser un U en béton armé dont les piédroits sont disposés directement contre les parements des culées ou à proximité immédiate de ces derniers (figure B11).

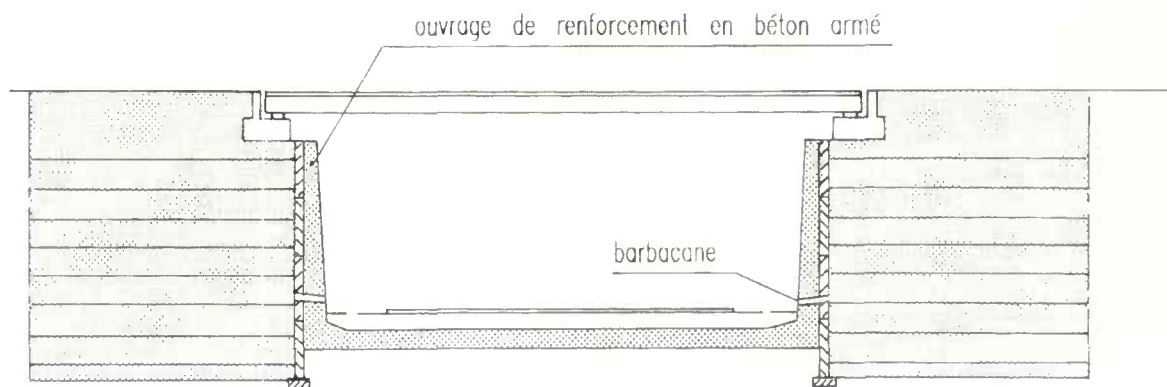


Figure B11 : Renforcement de culées par un U en béton armé

Lorsque les efforts de poussée sont importants (forte hauteur), il est possible d'ancrer les pieds droits par des tirants précontraints. La figure B12 illustre le cas d'une telle solution où le

radier a été remplacé par des butons. Cette solution s'apparente étroitement à un voile ancré tel que représenté figure B15.

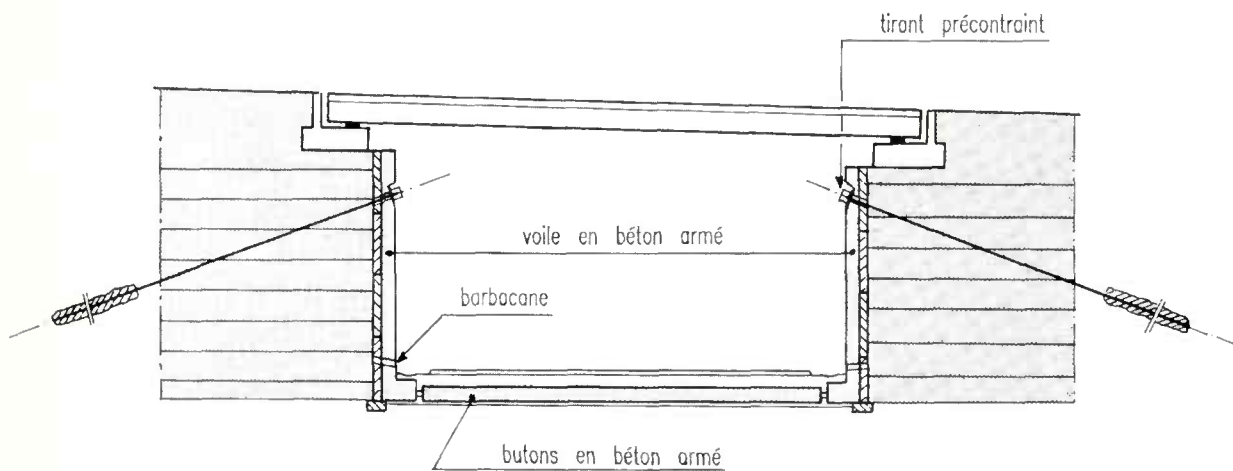


Figure B12 : Renforcement par voile butonné et tiranté

B2.3 - LES PAROIS ET VOILES ANCRÉS

Lorsque l'emprise disponible est insuffisante pour pouvoir réaliser un mur de soutènement du type de ceux décrits précédemment (voir B2.2), il est possible d'envisager une solution de paroi ou de voile ancrée.

Ce type de solution consiste, dans son principe, à construire à proximité du parement une paroi partiellement encastrée dans le sol, mobilisant une réaction de butée de la part de celui-ci, et ancrée par un ou deux lits de tirants, généralement précontraints. Le choix de tirants précontraints sera souvent imposé par l'importance des efforts de poussée à reprendre, par les conditions d'exécution et par la nécessité de limiter les déplacements de la paroi de renforcement, tout particulièrement dans le cas des culées.

Différentes solutions techniques peuvent être envisagées, en parois continues (parois moulées ou, plus rarement, préfabriquées, rideaux de palplanches métalliques) ou composites (parois de type berlinoise ou parisienne par

exemple). Toutefois, dans le premier cas, l'exécution de l'excavation à proximité immédiate des parements de l'ouvrage et à un niveau inférieur à celui de la longrine de réglage des écaïlles ne doit pas être entreprise sans précautions particulières. De même, le battage de palplanches peut engendrer des vibrations néfastes pour l'ouvrage si la stabilité de celui-ci est précaire (faible résistance résiduelle des armatures). Il conviendra donc de porter une attention particulière au choix de l'implantation de la paroi et aux conditions d'exécution de celle-ci (excavations de faible longueur pour les parois, choix de la méthode de fonçage des palplanches).

Les solutions de parois discontinues ou composites (figure B13) devraient mieux convenir dans les situations de stabilité très précaire de l'ouvrage, dans la mesure où elles ne nécessitent que l'exécution de forages assez éloignés les uns des autres (par exemple tous les 3 mètres, pour correspondre à une largeur de 2 écaïlles) qui, de surcroît, peuvent être réalisés à l'abri d'un tubage provisoire.

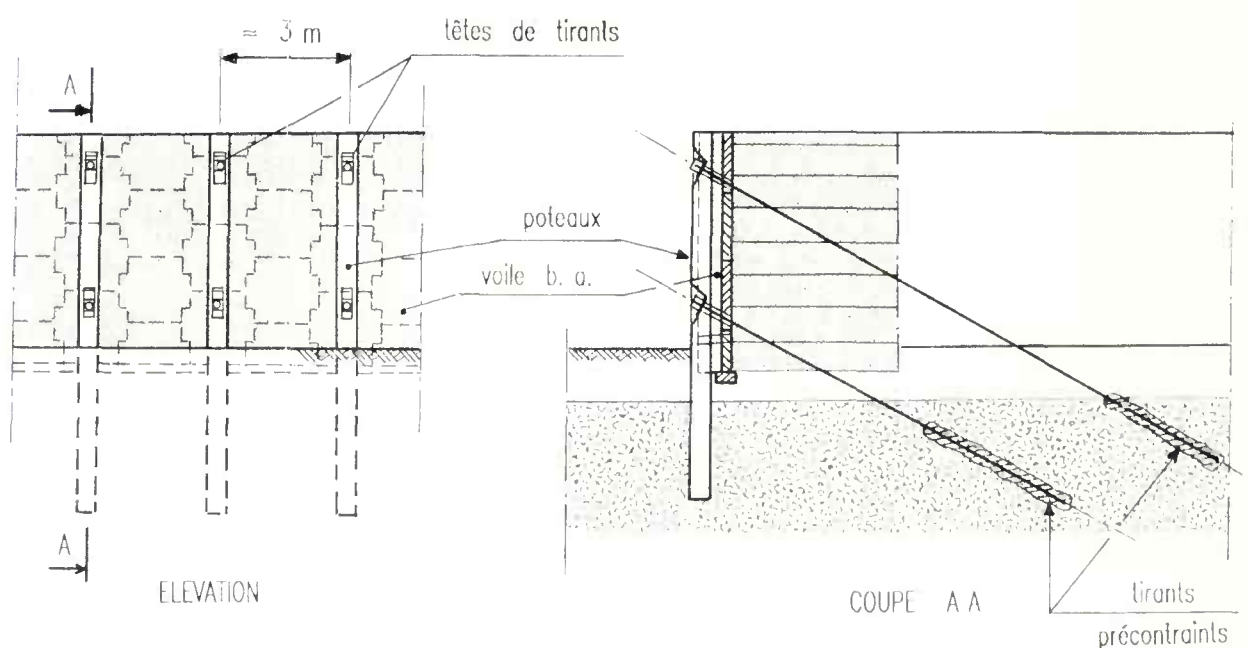
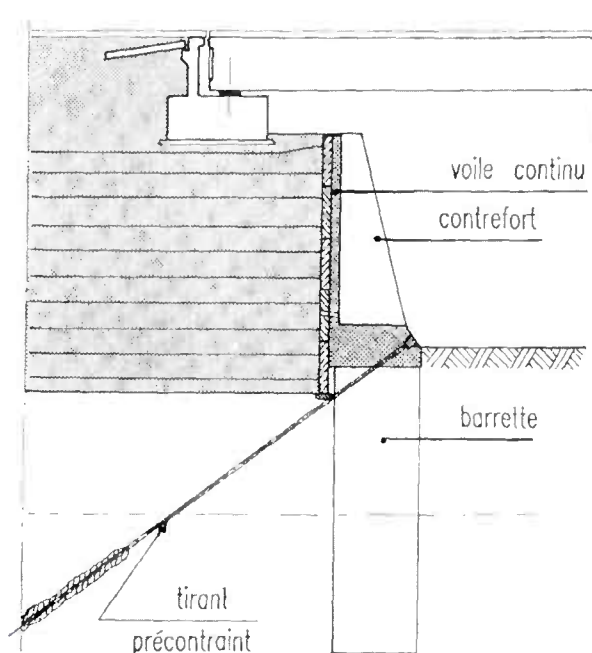


Figure B13 : Confortement par paroi composite

Lorsque l'importance des efforts à reprendre le justifie, il est également possible de concevoir une solution de renforcement qui consiste à réaliser un voile continu ancré muni de contreforts régulièrement espacés et prolongeant des barrettes de fondation disposées perpendiculairement au parement comme l'illustre la figure B14.

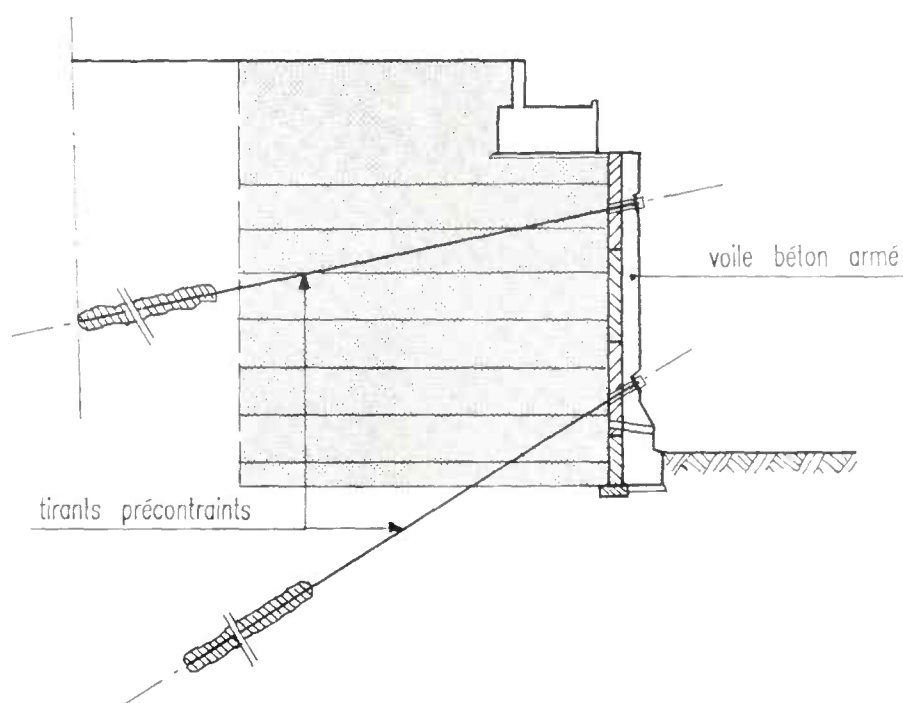
Figure B14 : Confortement d'une culée par voile avec contreforts encastrés sur barrettes



Le simple voile en béton armé, ancré, ne constitue qu'une extension de la solution de renforcement par paroi continue présentée précédemment. Cette solution consiste à réaliser, contre le parement de l'ouvrage, un voile en béton armé

faiblement "fiché" dans le sol, ancré par des tirants précontraints. Sauf, éventuellement, pour des ouvrages de faible hauteur, il est généralement nécessaire et recommandé de prévoir un lit de tirants en partie basse du voile (figure B15).

Figure B15 : Voile ancré par deux lits de tirants



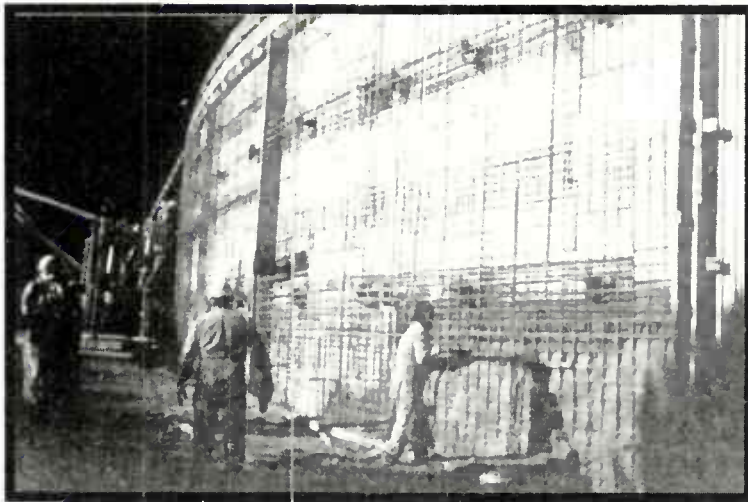
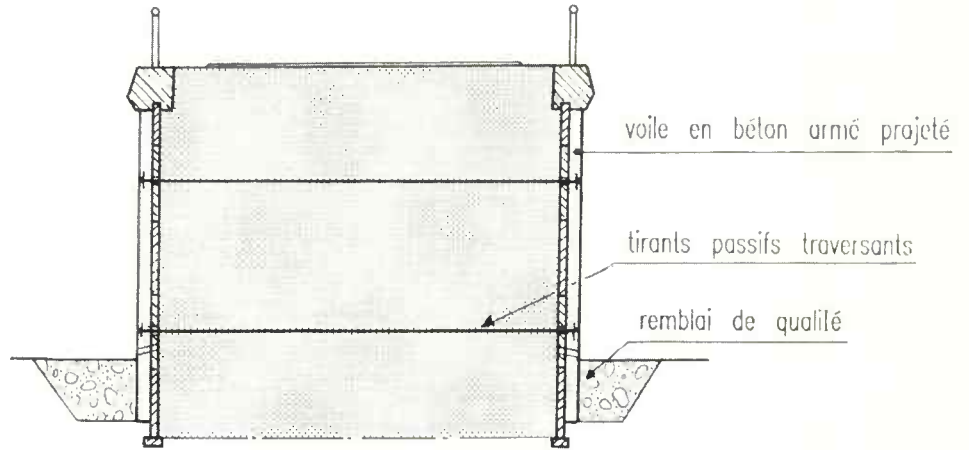
Une application particulière des voiles ancrés, qui peut être bien adaptée lorsque l'ouvrage à renforcer est constitué de deux murs parallèles ou sensiblement parallèles (cas de certains remblais d'accès à des ponts, par exemple), faiblement

distants l'un de l'autre, consiste à relier entre eux les voiles réalisés contre chacun des parements par des tirants passifs disposés en nappes horizontales (figure B16).

La principale difficulté liée à cette solution réside dans la nécessité de limiter l'amplitude des déviations des forages pour éviter d'intercepter les armatures en place dans les remblais ; c'est la raison essentielle pour laquelle il semble que

cette solution ne puisse convenir que lorsque la distance entre les deux parements n'excède pas quinze à dix-huit mètres environ. Au-delà de cette distance, une solution de type clouage (voir B2.4) paraît mieux adaptée.

a - Coupe
a - coupe



b - réalisation du voile en béton projeté

c- travaux terminés

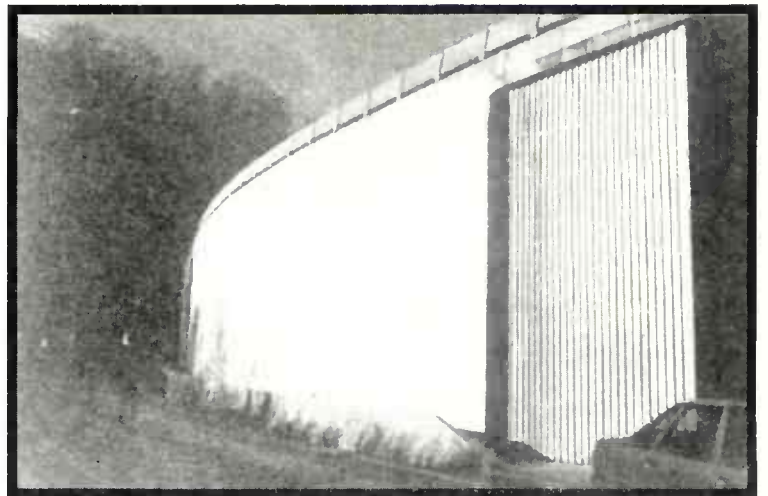


Figure B16 : Confortement par deux voiles parallèles en béton armé (projeté) reliés par des tirants passifs horizontaux

Il n'est pas rare que deux murs en terre armée parallèles constituent les murs en retour d'une culée ou d'une fausse culée, en terre armée également. Il est alors possible d'étendre la solution décrite précédemment au mur de front de la culée ou de la fausse culée, en reliant le voile en béton armé de ce mur aux voiles des murs en

retour par des tirants passifs horizontaux correctement répartis (figure B17). La stabilité du voile frontal est assurée essentiellement par le poids des voiles latéraux et par des forces de frottement que ces derniers, par l'intermédiaire des écailles existantes, peuvent mobiliser sur le remblai.

Vue en plan

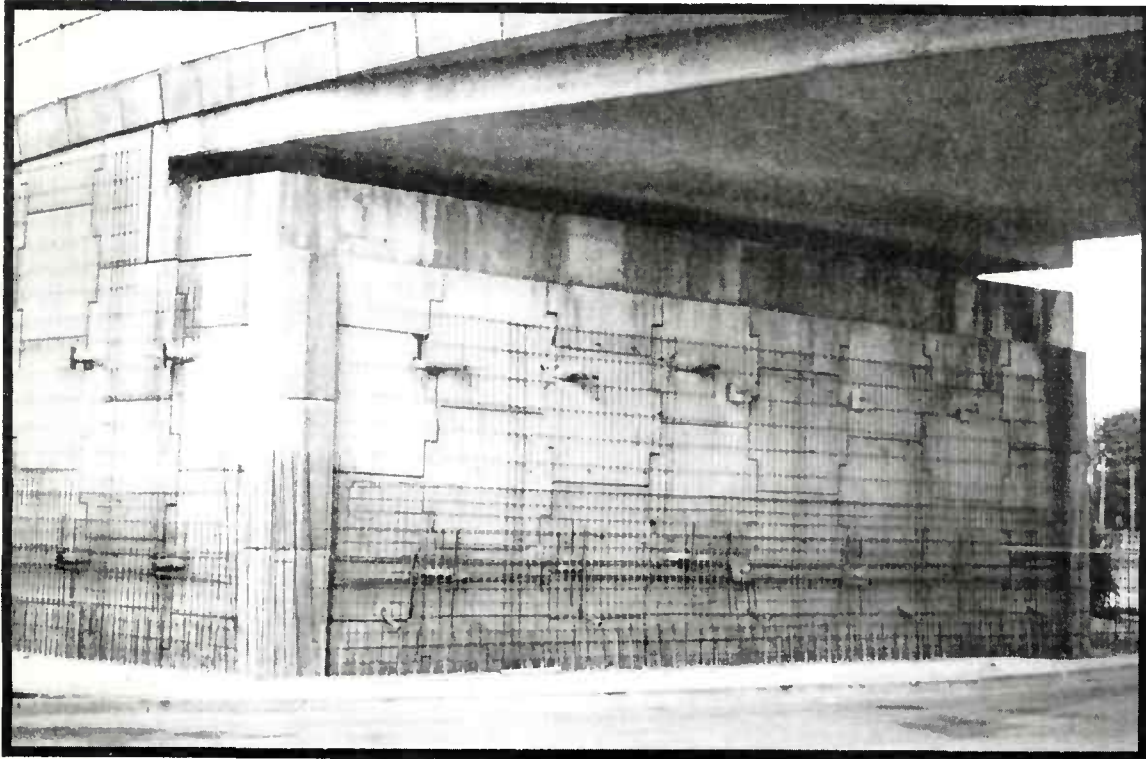
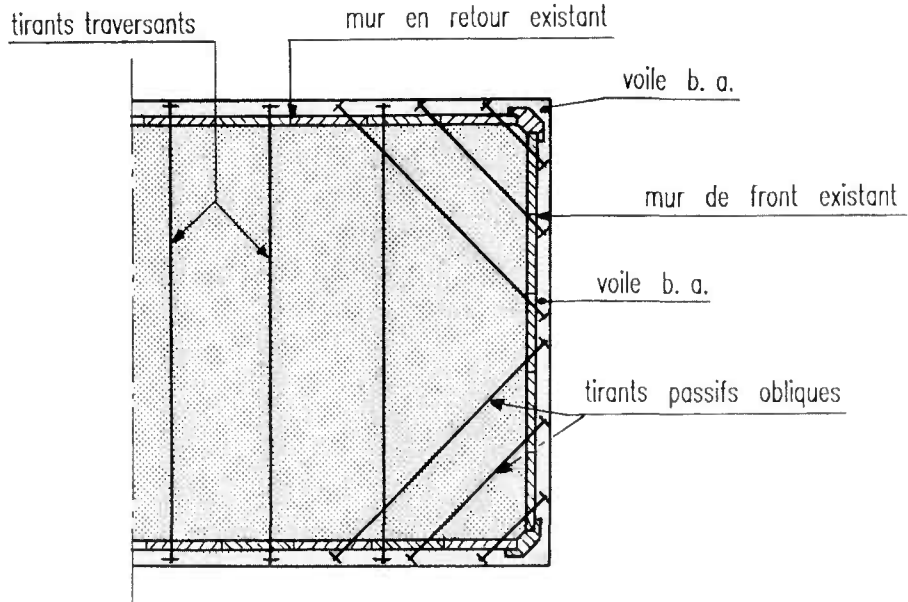


Figure B17 : Mur de front d'une culée renforcé par un voile en béton ancré sur les voiles latéraux des murs en retour

Remarques :

- Dans tous les cas, *il est nécessaire de prévoir un drainage efficace* des massifs soutenus, les parois ou les voiles réalisés devant les parements de l'ouvrage étant généralement étanches, même si comme c'est souvent le cas, ils sont réalisés par plots.
- L'emploi de tirants précontraints, fréquent dans les diverses solutions de renforcement présentées ci-dessus, imposera d'appliquer les dispositions qui s'y rapportent et, notamment, celles relatives à la protection des armatures contre la corrosion, à la réalisation d'essais préalables ou de conformité et à la surveillance de la tension dans les

tirants. A cet égard, on pourra utilement se reporter aux Recommandations T.A. 86¹³. Il conviendra en outre d'employer préférentiellement des tirants de faible à moyenne capacité d'ancrage unitaire (300 à 800 kN environ) plutôt que des tirants de forte capacité d'ancrage, et d'implanter ces tirants de façon à éviter, dans toute la mesure du possible, que les forages ne recoupent les armatures de l'ouvrage existant, noyées dans le remblai.

- L'emploi de tirants passifs ne dispense nullement de se prémunir contre les risques de corrosion des armatures : la disposition la plus simple consiste habituellement à prévoir une surépaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion.

¹³ Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage - T.A. 86
Établies par le bureau SECURITAS - EYROLLES.

B2.4 - LE CLOUAGE

Cette méthode est directement dérivée de la technique de soutènement par clouage des sols en place. Elle consiste à renforcer l'ouvrage par des inclusions (ou clous), horizontales ou sub-horizontales destinées à se substituer aux arma-

tures en place en cas de défaillance de celles-ci (figure B18).

A partir de ce principe général, plusieurs variantes sont possibles suivant notamment l'emprise disponible, le type d'ouvrage à renforcer et son état.

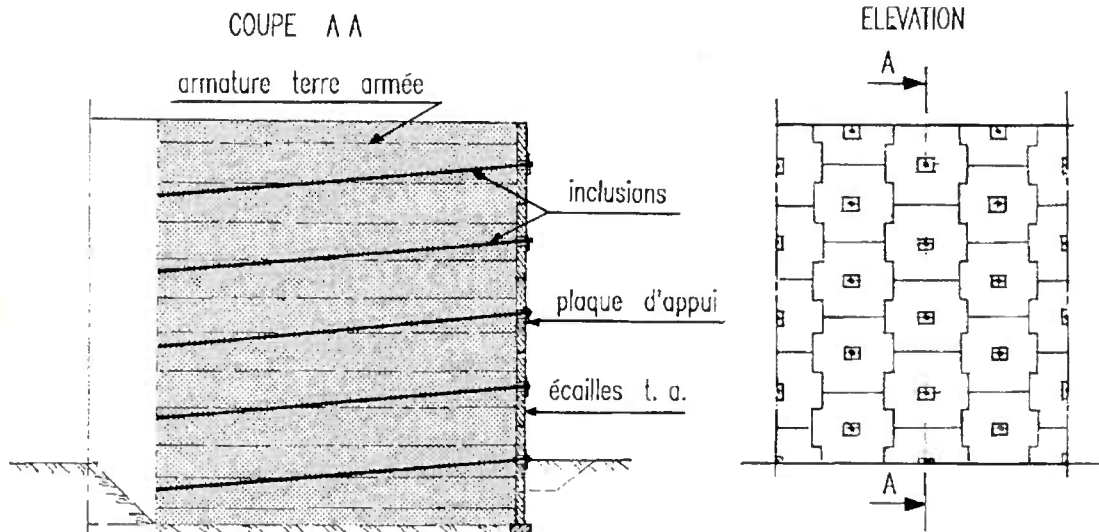


Figure B18 : Principe du renforcement d'un mur en terre armée par clouage

a - Clouage écaille par écaille

C'est la forme la plus courante et la plus simple du renforcement des ouvrages en terre armée par

clouage (figure B19). Dans ce cas, le massif est renforcé à raison d'un clou disposé au centre de chaque écaille et bloqué en tête sur celle-ci par l'intermédiaire d'une plaque d'appui spéciale (voir B3.2).

Figure B19 : Renforcement d'un mur en terre armée par clouage de chaque écaille



b - Clouage avec voile en béton armé

Cette méthode consiste à réaliser, en plus du clouage, un voile en béton armé contre le parement de l'ouvrage en terre armée dans lequel

la tête des clous est noyée (figure B 20). Elle permet notamment de prévoir un maillage différent de celui imposé pour le clouage écaille par écaille qui est de 1,50 x 1,50m.

Figure B20 : Clouage avec voile en béton armé



c - Clouage partiel

Cette solution consiste à ne clouer qu'une partie de l'ouvrage en terre armée (en principe sa partie supérieure - Figure B21). Cette disposition se justifie généralement lorsque l'ouvrage est d'une hauteur importante et qu'une partie seulement des armatures présente une corrosion anormale. Cette solution ne peut être envisagée, de préférence à un clouage complet que lorsqu'un diagnostic précis et détaillé concernant la corrosion des armatures a été effectué.

Figure B21 :
Clouage des 3 rangées
supérieures d'écailles

d - Clouage associé à d'autres techniques

Le clouage peut être associé à d'autres méthodes de renforcement déjà citées. Les figures B22 et B23 en donnent l'illustration.





Figure B22 : Clouage associé à un remblai de butée

Figure B23 : Clouage associé à un soutènement par éléments préfabriqués



- Remarques :**
- D'une manière générale, la solution de renforcement par clouage est séduisante à de nombreux égards et notamment dans le sens où elle ne nécessite pas de disposer d'emprise supplémentaire par rapport à l'existant (sauf éventuellement en cours de travaux) et où elle n'a pratiquement aucun effet sur le sol de fondation et les ouvrages voisins. *Elle ne doit cependant pas être considérée comme une panacée et peut s'avérer très difficile à mettre en oeuvre*, en particulier lorsque la densité d'armatures de l'ouvrage existant est importante (cas des culées et des culées-mixtes, voire de certains ouvrages de soutènement).
 - *Pour les culées, il est conseillé de ne recourir à cette méthode de renforcement que si aucune autre solution technique plus classique, pour laquelle les aléas sont limités,*

n'est possible. En effet, les ouvrages cloués n'ont été réalisés, à ce jour, que pour assurer un rôle de soutènement et leur comportement, en présence de fortes charges en tête, est encore mal connu. Si le clouage constitue néanmoins la solution la mieux adaptée, il est recommandé de prévoir la réalisation d'une voile de répartition en béton armé.

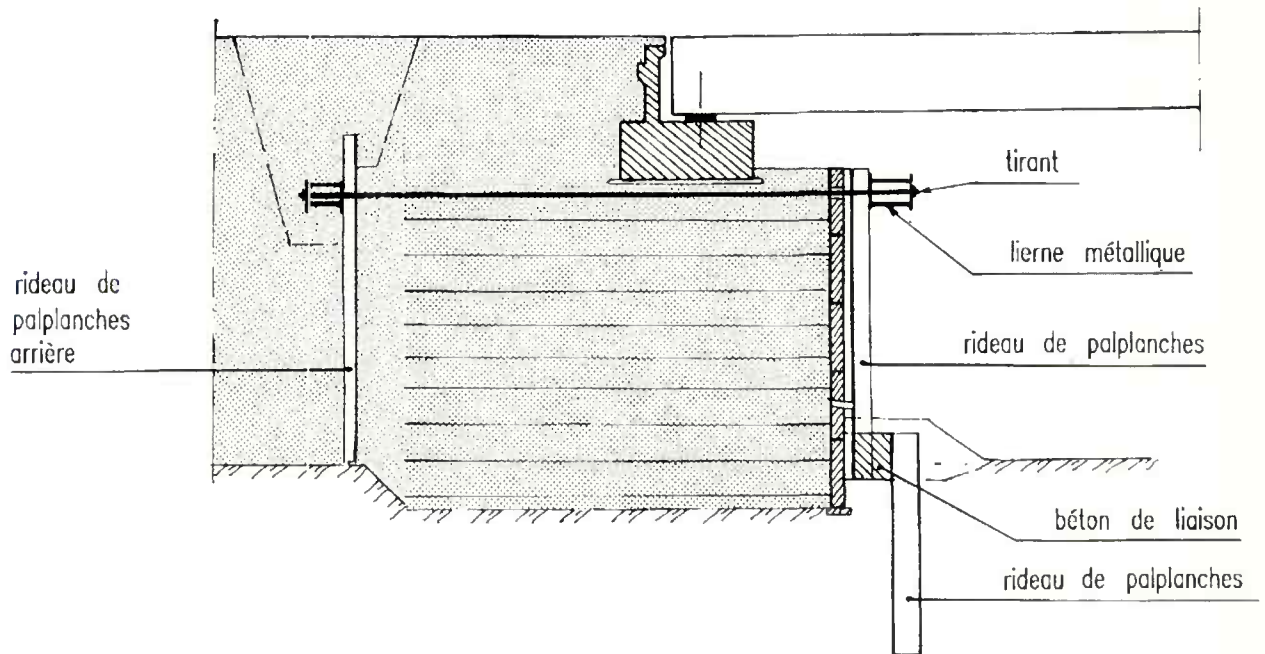
- Le renforcement par clouage dont il est question ici, est un *clouage passif*, même si pour limiter les déplacements nécessaires à la mobilisation de la capacité utile des clous, ces derniers peuvent être bloqués sur leur plaque d'appui avec une certaine tension (sous réserve de certaines dispositions particulières - voir remarques du B3.2.1).

Compte tenu de l'intérêt tout particulier du clouage pour le renforcement des ouvrages en terre armée et du fait aussi qu'il s'agit d'une technique encore assez peu connue malgré son récent essor, elle fait l'objet d'un développe-

B2.5 - SOLUTIONS PARTICULIÈRES

Les figures B24 et B25 présentent deux solutions particulières de reprise d'ouvrages en

terre armée. Elles illustrent assez bien le fait que les solutions proposées précédemment ne sauraient constituer une liste exhaustive de toutes les méthodes possibles.



a - Reprise du mur de front par un rideau de palplanches ancré sur un contre-rideau disposé en arrière du massif en terre armée

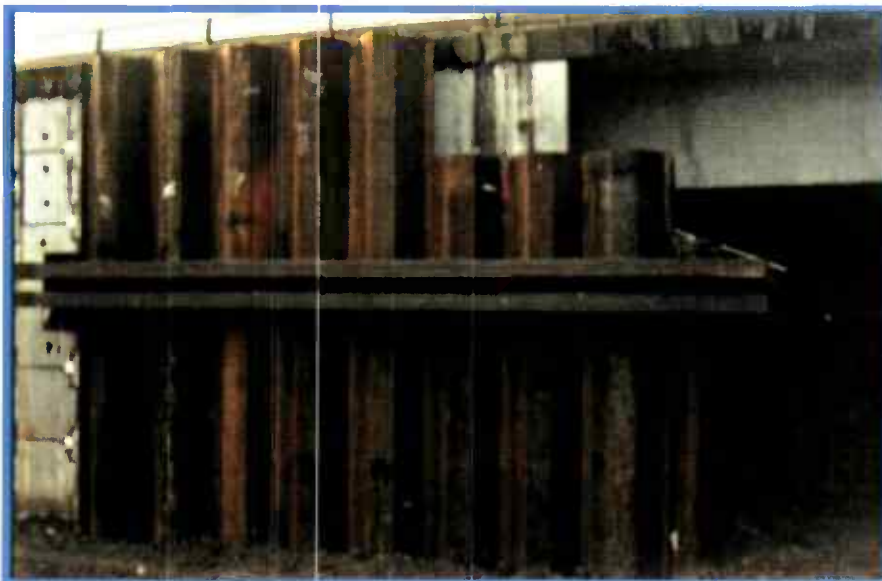
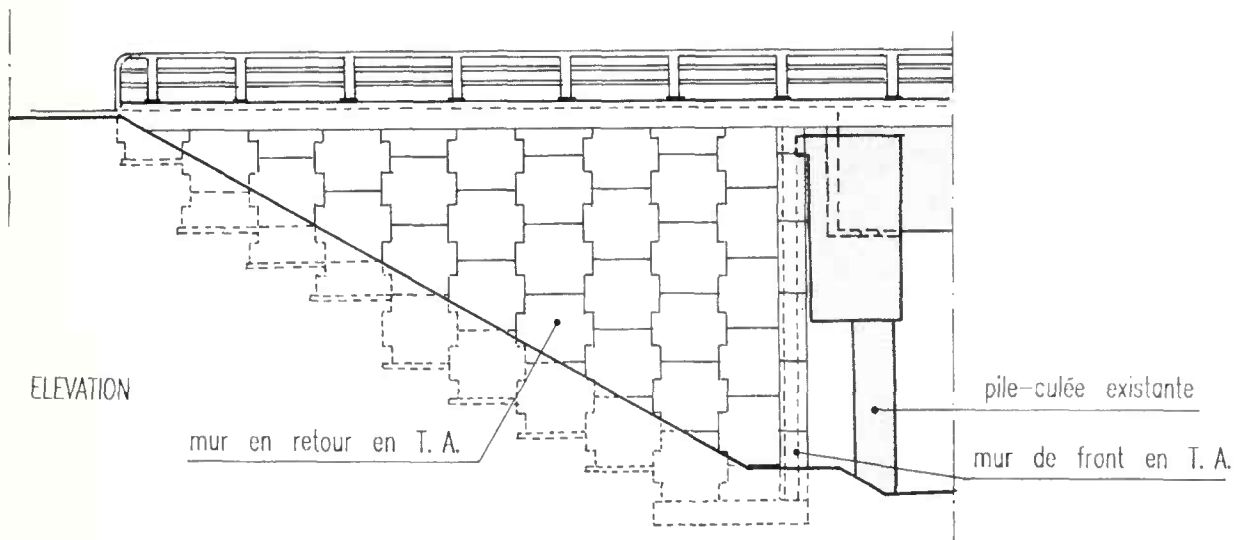
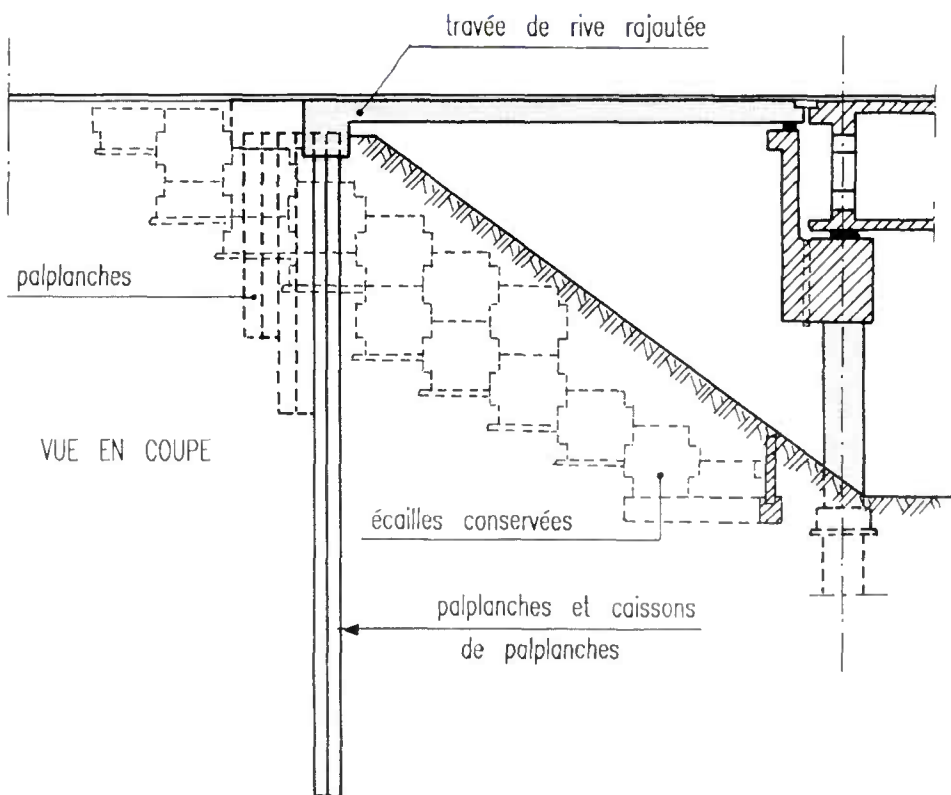


Figure B24 : Renforcement d'une culée par rideaux de palplanches

b - Vue de l'un des murs en retour



a - Ouvrage existant



b - Principe des travaux réalisés

Figure B25 : Démolition partielle du massif de terre armée et création d'une travée de rive, appuyée sur le mur garde-grève de la pile-culée existante et rideau mixte de palplanches et caissons à l'arrière

B3 - LE RENFORCEMENT PAR CLOUAGE

Le renforcement des ouvrages en terre armée étant le plus souvent motivé par une corrosion anormale de leurs armatures, il était tout naturel de songer à compenser cette défaillance par l'introduction de nouvelles armatures à l'intérieur des remblais. La technique du clouage des sols, qui consiste précisément à introduire dans un sol naturel des éléments de renforcement, pour la réalisation de soutènements en déblai constitue donc, a priori, une méthode bien adaptée au renforcement d'ouvrages existants.

Cette technique, essentiellement réservée jusqu'à une époque récente à l'exécution d'ouvrages provisoires, a connu un développement rapide. L'une des principales raisons en est la création du Projet National CLOUTERRE en 1986, qui a abouti à la publication des Recommandations CLOUTERRE 1991¹⁴. Ces recommandations, qui traitent de tous les aspects de la technique du clouage (conception, calcul, exécution...), permettent aujourd'hui d'employer le clouage pour la réalisation d'ouvrages de soutènement définitifs.

La technique du clouage fait, par ailleurs, l'objet de normes et de projets de normes françaises :

- NF P 94-210 : Renforcement des sols par inclusions. Terminologie.
- Pr P 94-240 : Renforcement des sols par inclusions. Soutènements et talus en sol en place renforcés par des clous. Dimensionnement.

Pour le renforcement des ouvrages en terre armée par clouage, il conviendra donc de se référer aux normes existantes et, à défaut, aux Recommandations CLOUTERRE 91. L'existence de ces documents permet de limiter le contenu du présent guide à quelques aspects particuliers de l'application de la technique du clouage au renforcement des ouvrages en terre armée.

Les dispositions qui suivent concernent essentiellement le clouage par forage. En effet, le clouage par battage de profilés ou de tubes en acier ne paraît pas, a priori, très bien adapté au renforcement des ouvrages en terre armée. En particulier, le frottement mobilisable le long de clous battus risque de s'avérer insuffisant dans de nombreux cas, sauf peut-être pour des murs de faible à moyenne hauteur ou en prévoyant plusieurs clous par écaille.

Au contraire, la solution de clouage par forage paraît envisageable, avec des longueurs de clous raisonnables, même lorsque les efforts dans les armatures sont importants. En effet, le scellement des armatures au terrain peut s'effectuer au besoin au moyen d'un coulis injecté sous pression, moyennant certaines précautions, et peut permettre d'obtenir des valeurs de frottement latéral sol/clou relativement importantes.

¹⁴ Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

B3.1 - EMPRISE NECESSAIRE AUX TRAVAUX

Pour procéder au clouage, il est nécessaire de disposer d'une certaine emprise devant le parement du massif pour permettre l'évolution et le travail des engins de forage ; cette emprise est d'environ 6 m lorsque ceux-ci sont disposés en pied d'ouvrage. Il est toutefois possible de réaliser des forages avec une emprise moindre, l'emprise minimum se situant entre 2,50 m et 3 m.

On notera par ailleurs qu'il est également possible d'effectuer les opérations de forage à partir de la plate-forme soutenue par l'ouvrage lui-

même. En principe, ces opérations ne posent pas de problème majeur tant que les forages se situent à moins de 6 m ou 7 m en contrebas de la plate-forme de travail des engins.

Les sujétions d'exploitation des voies de circulations situées à proximité du pied de l'ouvrage à renforcer peuvent conduire à mettre en oeuvre les armatures des clous par tronçons de longueur compatible avec cette contrainte, raccordés par manchons au fur et à mesure de leur mise en place ; il s'agit toutefois d'une disposition onéreuse qui, généralement, n'empêche pas la neutralisation d'une voie de circulation (figure B26).

Figure B26 : Neutralisation d'une
voie de circulation pendant
les travaux



B3.2 - CLOUAGE ÉCAILLE PAR ÉCAILLE

B3.2.1 - Principe de mise en oeuvre

Les principales phases de réalisation du clouage sont les suivantes :

- Exécution d'un forage horizontal ou subhorizontal au centre de chaque écaille, à partir du parement. Le diamètre du forage est généralement compris entre 80 et 120 mm.

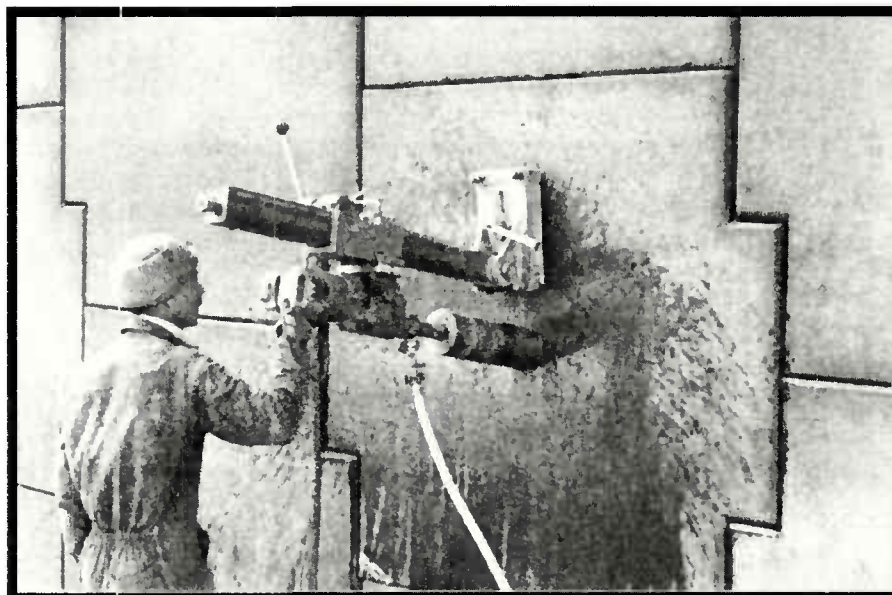


Figure B27 : Carottage d'une écaille

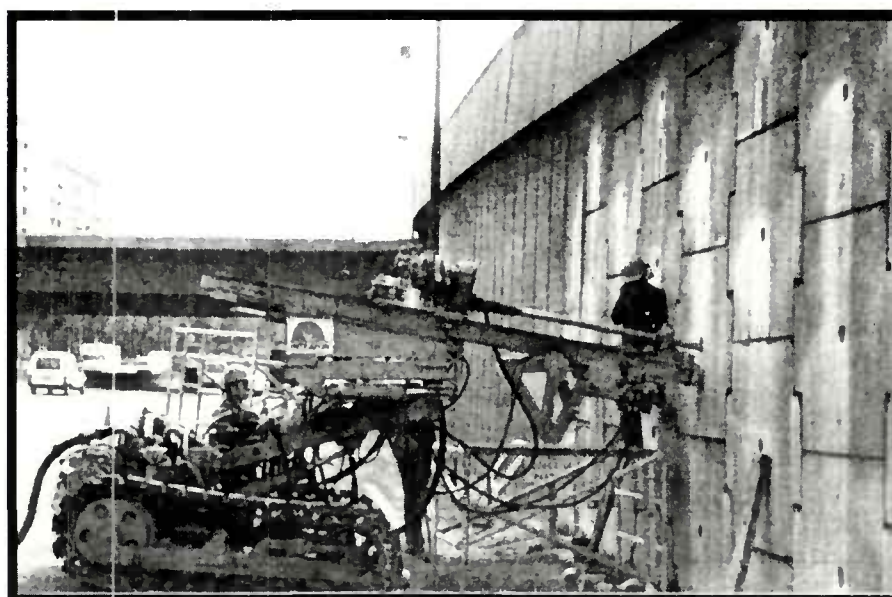


Figure B28 : Opération de forage à travers le remblai

- Mise en place d'une armature à l'intérieur du forage. Celle-ci est généralement constituée

d'une barre en acier ordinaire (voir B3.4) à haute adhérence.

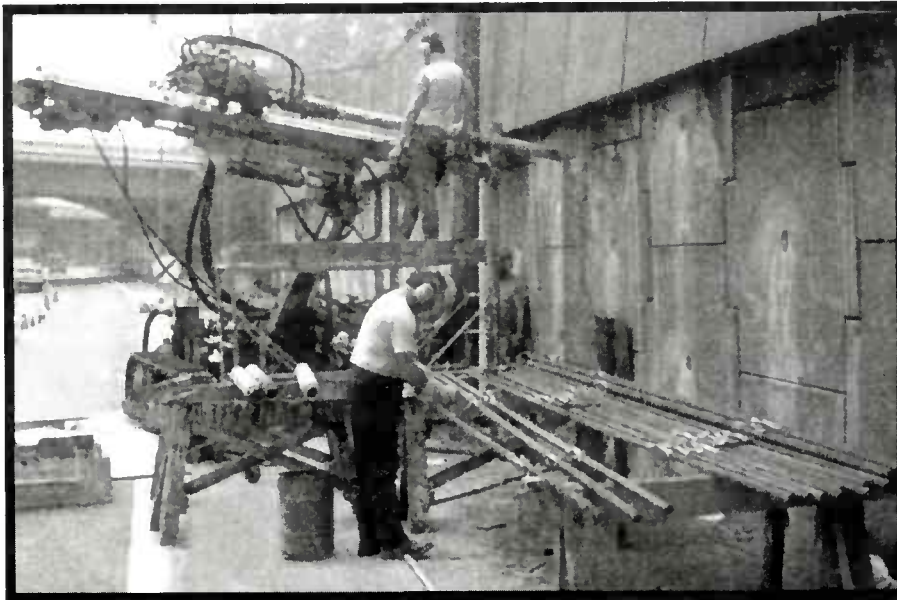


Figure B29 : Préparation des armatures, mise en place de centreurs

- Scellement de l'armature dans le massif à l'aide d'un coulis de ciment généralement injecté

gravitairement ou sous faible pression (en principe 2 à 3 bars au plus).

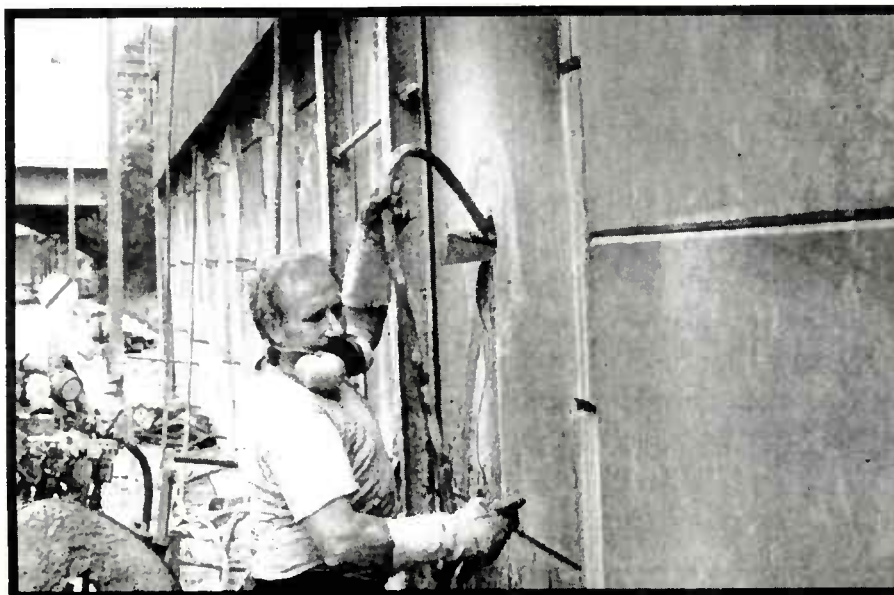


Figure B30 : Mise en œuvre du coulis de scellement

- Mise en place d'une plaque d'appui spéciale sur l'écaille et blocage de l'armature sur cette plaque d'appui ; celle-ci est conçue et dimensionnée de façon à répartir l'effort transmis

par le clou pour éviter la rupture de l'écaille (voir B3.2.2).

- Injection complémentaire de remplissage de l'espace annulaire en partie supérieure du forage.



Figure B31 : Complément de coulis de scellement mis en œuvre après pose de la plaque d'appui

Remarques:

- Pour accroître la résistance à l'arrachement d'un clou, il est généralement recommandé d'augmenter la longueur de celui-ci ou d'envisager un scellement par injection sous faible ou moyenne pression plutôt que d'augmenter démesurément le diamètre du forage.
- L'injection de scellement sous faible ou moyenne pression (pression d'injection inférieure à 10 bars environ) est possible sous réserve notamment que des dispositions soient prises pour éviter tout désordre sur l'ouvrage lui-même ou les

structures qui lui sont associées. En particulier, il est déconseillé de procéder à une injection sous pression à moins de 2 m des parements. Par ailleurs, on s'assurera de la compatibilité entre la hauteur de couverture (épaisseur de remblai au-dessus de l'inclusion) et la pression d'injection.

- Dans certains cas, il peut être souhaitable de procéder à une mise en tension partielle des inclusions. Pour que cette opération ait une certaine efficacité, il est impératif que les inclusions aient une longueur libre suffisante (au moins 1m). Dans tous les cas, il conviendra de réaliser une injection complémentaire de remplissage après mise en tension.

B3.2.2 - Plaques d'appui

Dans le cas du clouage écaïlle par écaïlle, la transmission et la répartition de l'effort de traction en tête des clous sont assurées par des plaques d'appui spéciales placées directement contre les écaïlles (souvent non armées).

Le calcul ne permet pas de prévoir de façon suffisamment fiable le comportement du système plaque d'appui-écaïlle. Toutefois, des études théoriques aux éléments finis ont permis de fixer la forme paraissant la mieux adaptée pour les plaques d'appui (plaques cruciformes -figure B32). Des essais en vraie grandeur effectués avec de telles plaques métalliques et menés jusqu'à rupture des écaïlles ont permis de mieux appréhender le comportement réel du système plaque d'appui-écaïlle ainsi que d'en quantifier la résistance. Ces essais ont mis en évidence le rôle néfaste joué par les contacts qui peuvent

exister entre la plaque d'appui ou l'inclusion et la partie centrale de l'écaïlle. Pour assurer un fonctionnement optimal du système plaque d'appui-écaïlle, il est donc nécessaire que la totalité de l'effort de traction dans l'inclusion soit transmise par les surfaces d'appui disposées aux extrémités des branches de la plaque, sans qu'il y ait de liaison mécanique entre le dispositif plaque d'appui-inclusion et la partie centrale de l'écaïlle.

Dans ces conditions, il convient donc :

- de reporter les efforts à une certaine distance du centre de l'écaïlle à l'aide, par exemple, de plaques munies de branches, celles-ci étant dotées à leur extrémité de patins d'épaisseur suffisante (de l'ordre de 10 à 15 mm) ;
- d'isoler mécaniquement l'inclusion de l'écaïlle (pas de liaison rigide).

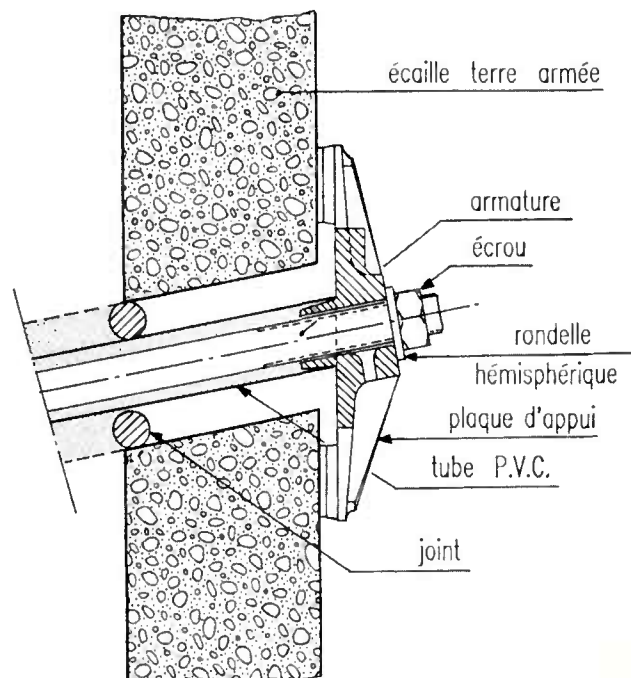
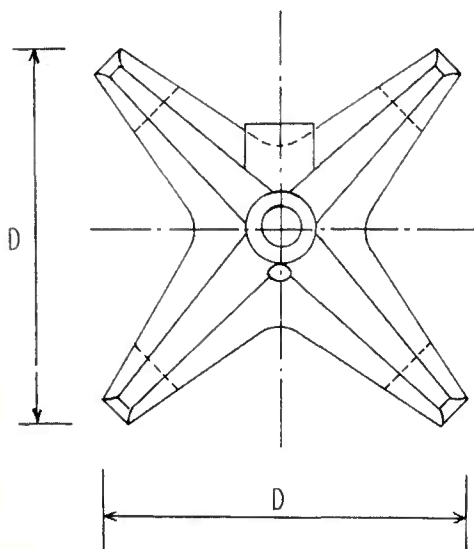


Figure B32 : Plaque d'appui métallique cruciforme

Sous réserve que ces dispositions constructives soient respectées et que les patins situés aux extrémités des branches aient une section d'environ 40 cm², la correspondance entre les

dimensions des plaques d'appui (figure B32) et l'effort maximal admissible transmis par l'inclusion, s'établit de la façon suivante (à partir des essais en vraie grandeur réalisés) :

Plaque d'appui	D = 400mm		D = 500mm	
	Epaisseur de l'écaille (cm)	18	22	22
Effort admissible en kN (à l'E.L.S.)	100	130	140	160
Effort admissible en kN (à l'E.L.U.)	135	175	190	216

La recherche de matériaux constitutifs des plaques d'appui permettant d'atteindre les performances évoquées ci-dessus dans des conditions économiques satisfaisantes a abouti au choix de la fonte moulée de type graphite sphéroïdal GS 400, cette fonte présentant en particulier l'avantage d'être très ductile.

Des plaques d'appui d'un type différent peuvent être utilisées sous réserve, bien entendu, qu'elles satisfassent aux exigences fondamentales évoquées précédemment.

Pour certaines écailles architectoniques, la mise en place correcte des plaques d'appui peut nécessiter la pose de cales adaptées au relief des écailles (figure B33).

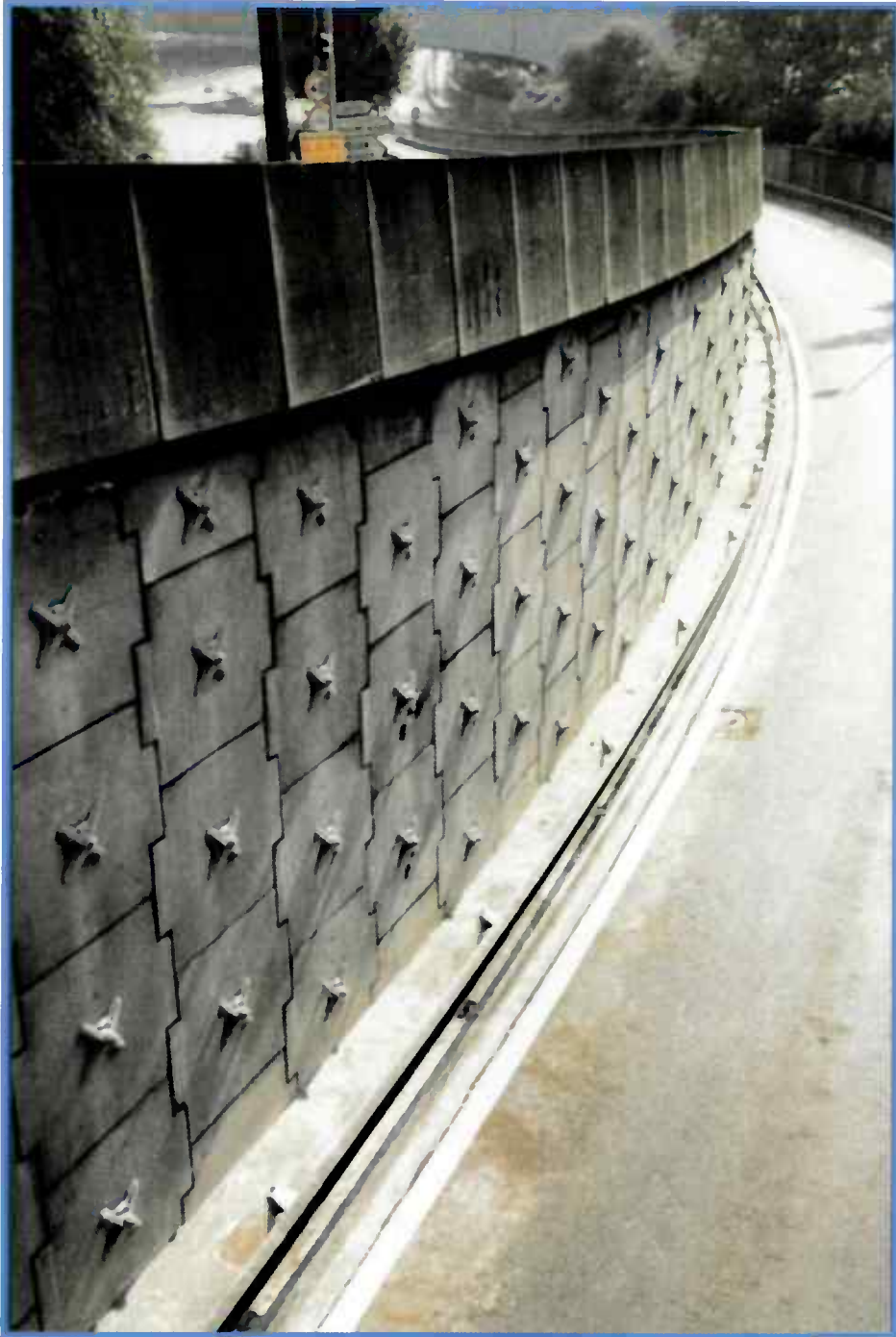
Figure B33 :
plaque d'appui cruciforme appuyée sur une écaille architectonique par l'intermédiaire de cales spéciales



Nota : Des plaques d'appui cruciformes conformes aux dispositions décrites ci-dessus font l'objet d'un brevet européen (Office européen des brevets) dont les références sont les suivantes :

Numéro de publication : 0 377 541 B1

Date de publication du fascicule de brevet : 23.06.93 Bulletin 93/25



B3.3 - CLOUAGE AVEC VOILE EN BETON ARME

Les principales situations où l'on peut être amené à choisir la solution de clouage avec voile, de préférence au clouage écaillé par écaille, sont les suivantes :

- les efforts apportés par les clous aux écailles sont trop importants (supérieurs aux valeurs qui figurent dans le tableau du B3.2.2) ;
- les écailles sont dégradées ou se sont déplacées de manière telle (pivotements, basculements) que la mise en place de plaques d'appui directement à leur contact serait difficile ;
- pour des raisons liées à la mise en œuvre des clous, il n'est pas possible de disposer un clou par écaille. Ce cas peut se présenter, par exemple, lorsqu'une écaille est masquée par un obstacle (voir B3.5.2) ;
- on souhaite se prémunir contre la défaillance éventuelle d'une inclusion (cas des culées, en particulier) ; la présence d'un voile en béton armé permet en effet de transmettre les efforts normalement appliqués à un clou défaillant aux clous adjacents ;
- il est jugé que les plaques d'appui ne constituent pas un parti architectural satisfaisant.

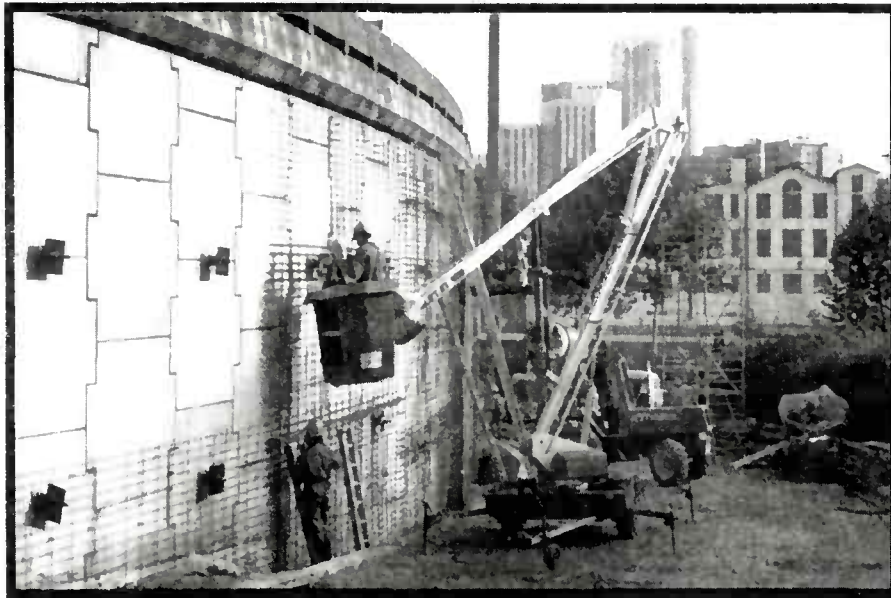
Le voile peut être constitué soit de béton banché, soit de béton projeté. Dans ce dernier cas, il convient de se référer aux recommandations existantes à savoir le fascicule n°3 de la collection AFPC-SNBATI-STRESS portant sur les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages et les Recommandations CLOUTERRE 1991.

Le mode de réalisation des inclusions (forage, scellement) est identique à celui décrit précédemment (B3.2.1). Leur exécution peut précéder ou suivre celle du voile en béton armé (figure B34). Cependant, la méthode la plus fréquente est celle qui consiste à réaliser les clous en premier, puis un béton projeté. Lorsque les clous sont réalisés après le voile, celui-ci est généralement coffré.

Si le clouage avec voile en béton armé permet plus de latitude quant à la répartition des clous, il est néanmoins préférable de conserver un maillage assez dense de clous de capacité moyenne plutôt qu'un trop petit nombre d'inclusions de forte capacité. A titre indicatif, un maillage correspondant à un clou pour 2 à 4 m² de parement paraît satisfaisant.

La répartition de l'effort en tête des clous au parement est assurée par des plaques d'appui le plus souvent noyées dans le voile en béton armé ; il s'agit généralement de simples plaques métalliques de forme carrée. L'épaisseur minimale du béton entre ces plaques et les écailles en terre armée est de 12 cm environ.

La réalisation de la partie inférieure du voile nécessite l'exécution de fouilles en pied de l'ouvrage à renforcer. Bien que celles-ci soient généralement peu profondes, il convient de s'assurer qu'elles ne risquent pas de mettre en cause la stabilité de l'ouvrage (souvent précaire dans ces circonstances) et, le cas échéant, de travailler par plots de faible longueur.



a - Réalisation des inclusions antérieure à celle du voile en béton armé



b - Réalisation des inclusions postérieure à celle du voile en béton armé

Figure B34 : Clouage avec voile en béton

B3.4 - CONSTITUTION ET PROTECTION DES CLOUS

Selon la norme NF P 94-210 (Renforcement des sols par inclusions - Terminologie), un clou est défini comme un élément rectiligne incorporé ou réalisé dans un sol en place, comportant au moins un élément de renforcement continu, résistant au moins à la traction et de longueur supérieure à 1,50 m, dont les propriétés mécaniques sont mobilisables pour améliorer le comportement du sol.

Dans leur emploi pour le renforcement des ouvrages en terre armée, les clous sont constitués, dans la majorité des cas, d'une armature en acier, nue ou protégée, et scellée au terrain au moyen d'un coulis de ciment.

B3.4.1 - Armature

a - Choix de l'armature

La nécessité pour les armatures de posséder une certaine ductilité et l'état de nos connaissances sur la durabilité des divers matériaux pouvant constituer les armatures des inclusions font que l'acier ordinaire (acier dont la limite d'élasticité est inférieure à 500 MPa) paraît être le matériau le mieux adapté. Le comportement de ce type d'acier au contact du sol est aujourd'hui assez bien connu et sa protection peut être assurée, dans la plupart des cas, par une simple épaisseur supplémentaire d'acier dite sacrifiée à la corrosion.

L'utilisation d'acier ordinaire galvanisé est possible ; cette solution, qui présente un certain nombre d'avantages (protection cathodique de l'acier éventuellement mis à nu, régime de corrosion plus uniforme, ralentissement des phénomènes de corrosion), nécessite cependant d'examiner avec soin la liaison des armatures avec les autres éléments de structure (plaques

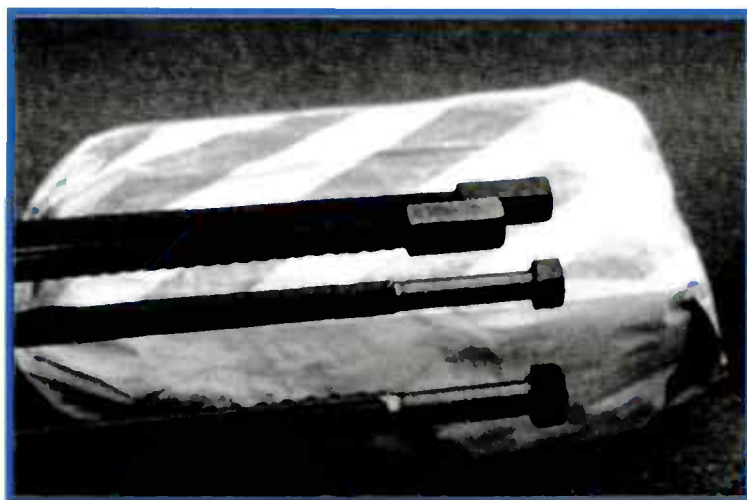
d'appui, ferrailage du voile en béton armé éventuel, ...) afin de se prémunir contre tout phénomène de pile indésirable qui remettrait en cause la protection des armatures par le revêtement de zinc.

En revanche, les aciers durs de précontrainte ne présentent pas la ductilité requise et, même soumis à des faibles contraintes, peuvent être sujets au phénomène de corrosion fissurante sous tension. En règle générale, ces aciers ne pourront donc pas être utilisés. Si, dans des cas particuliers, leur emploi était envisagé par exemple localement, il conviendrait de considérer qu'il s'agit de tirants précontraints et d'adopter notamment des mesures de protection semblables à celles exigées pour ces tirants (Voir document TA 86).

Les armatures seront donc généralement des armatures à haute adhérence pour béton armé agréées ou des barres en acier non allié conformes aux normes françaises dont la limite d'élasticité spécifiée est inférieure ou égale à 500 MPa. En outre, lorsque l'acier est destiné à être galvanisé, il doit porter la mention "apte à la galvanisation". Le revêtement de zinc doit être conforme à la norme NF A 91 121 relative à la galvanisation à chaud.

Lorsque l'armature est filetée à une de ses extrémités (cas des armatures liaisonnées à une plaque d'appui à l'aide d'un écrou de blocage ou de tronçons d'armatures manchonnés par exemple - figure B35), il est nécessaire que soient précisés le mode de réalisation du filetage et le diamètre de l'armature à fond de filet ; c'est en effet la section à fond de filet qui est prise en compte dans les justifications. Signalons à ce propos qu'il est en principe préférable de recourir à un filetage par roulage plutôt qu'à un filetage par usinage, en raison notamment de la fragilité accrue de l'armature dans ce dernier cas.

Figure B 35 :
Extrémité filetée
d'une armature - Manchon
de raccordement



b - Protection de l'armature

Le choix des mesures de protection des armatures des clous est guidé par l'appréciation de l'agressivité des remblais et éventuellement des sols en place à leur contact. On pourra utilement se reporter aux Recommandations CLOUTERRE (Chapitre 6 - Durabilité des ouvrages), qui définissent un indice global de corrosivité et les mesures de protection correspondantes. Selon les cas, la protection préconisée consiste à prévoir soit une certaine épaisseur d'acier

sacrifiée à la corrosion soit une gaine plastique disposée autour de l'armature permettant d'isoler totalement celle-ci du milieu extérieur.

Dans le cadre du renforcement des ouvrages en terre armée, nous recommandons d'adopter dans tous les cas une épaisseur minimale d'acier sacrifiée à la corrosion de 4 mm (comptée sur le rayon des armatures) ou, lorsque l'ouvrage est implanté dans un site où l'emploi de sels de déverglaçage est fréquent, une protection continue par gaine plastique (figure B36).



Figure 836 :
Clou protégé par
une gaine plastique
sur toute sa longueur

B3.4.2 - Coulis de scellement

Les coulis de scellement sont des mélanges de ciment et d'eau, éventuellement additionnés de bentonite. Les spécifications techniques les

concernant ainsi que les contrôles et essais nécessaires sont indiqués dans les recommandations CLOUTERRE (Chapitre 7 - Spécifications et contrôles - §1.3).

B3.4.3 - Longueur et diamètre des inclusions

a - Longueur minimale des inclusions

La longueur des inclusions relève des calculs justificatifs de l'ouvrage et plus particulièrement de ceux relatifs à la résistance des clous à l'arrachement. Il semble cependant souhaitable qu'elle ne soit pas inférieure à la longueur minimale L_{\min} indiquée ci-dessous en fonction

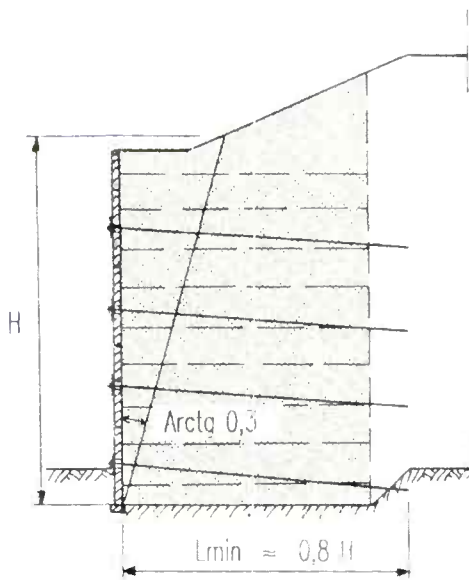
de la nature de l'ouvrage concerné et de la hauteur H définie sur la figure B37, comptée à partir de la dernière écaille clouée :

. ouvrages de soutènement : $L_{\min} \approx 0,8.H$

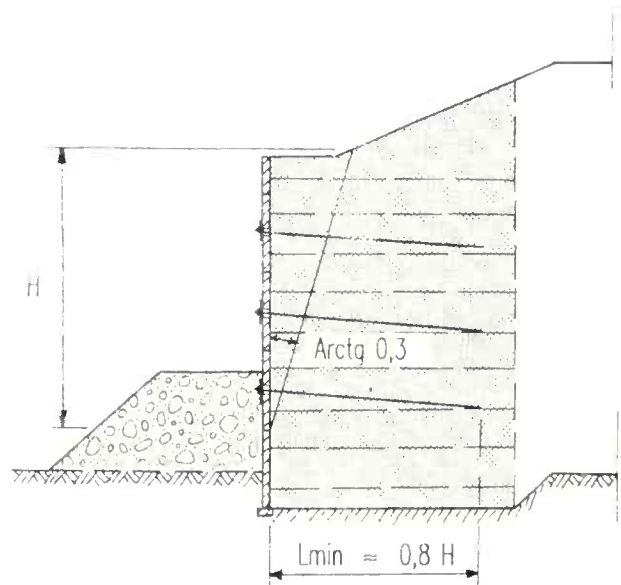
. culées porteuses : $L_{\min} \approx H$

Pour les culées, cette disposition se justifie par le fait que les efforts repris par les clous en tête sont importants.

cas général



renforcement partiel



4 - Soutènements

b - Culées porteuses

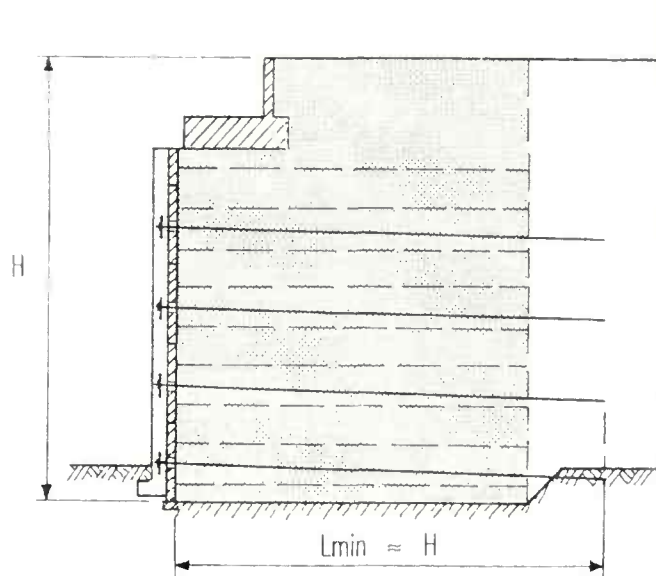


Figure B37 - Longueur minimale des inclusions

b - Diamètre minimal des armatures

Le diamètre des armatures est fixé par les calculs justificatifs de l'ouvrage. Cependant, il ne devra pas être inférieur à 25 mm en section courante.

B3.5- PROBLEMES PARTICULIERS

B3.5.1 - Ecaille en partie inférieure d'ouvrage

En principe, il est nécessaire de clouer les écailles entièrement ou partiellement noyées dans le sol de fondation lorsque la butée offerte par celui-ci ne permet pas de s'opposer avec une sécurité suffisante aux efforts de poussée qui s'exercent sur ces écailles (figure B38). En pratique, cette condition peut être vérifiée rapidement, en comparant les valeurs de la poussée et de la butée (calculées pour un angle d'inclinaison égal à 0), cette dernière étant affectée

d'un coefficient de sécurité égal à 1,5.

Il est toutefois conseillé de limiter la profondeur des fouilles au strict nécessaire pour effectuer les opérations de clouage, et de travailler par plots. Si malgré ces précautions, et compte tenu de l'état de l'ouvrage, des risques d'instabilité existaient en cours d'exécution, il peut alors être envisagé de renoncer à clouer certaines écailles qui devraient l'être. Dans ce cas, les clous des écailles adjacentes doivent être dimensionnés pour pouvoir supporter la partie de poussée que l'écaille non clouée n'est pas en mesure de reprendre.

Enfin, dans tous les cas, le fait de s'abstenir de clouer les écailles en partie inférieure ne peut être accepté que sous réserve qu'aucune fouille ne puisse être réalisée ultérieurement en pied de l'ouvrage sans précautions particulières ; une telle condition doit figurer explicitement dans le dossier de l'ouvrage.



Figure B38 : clouage d'une écaille basse

B3.5.2 - Ecailles masquées par un obstacle

Cette situation se rencontre fréquemment pour les murs de front des culées-mixtes (ouvrages pour lesquels seule la fonction soutènement est assurée par le massif en terre armée, les charges transmises par le tablier étant reprises par des piles-culées, généralement disposées devant le massif).

Une solution peut consister à prévoir un voile en béton armé permettant de transmettre les

efforts de poussée appliqués aux écailles non accessibles à des clous situés de part et d'autre de l'emprise de l'obstacle (figure B39). Ces derniers doivent généralement avoir une capacité d'ancrage plus importante que les clous éloignés de l'obstacle. Le recours à cette solution suppose que l'espace libre entre le parement et la pile-culée soit suffisant pour permettre l'exécution du voile en conservant un vide d'au moins 5 cm entre celui-ci et la pile-culée, ce qui est généralement le cas.

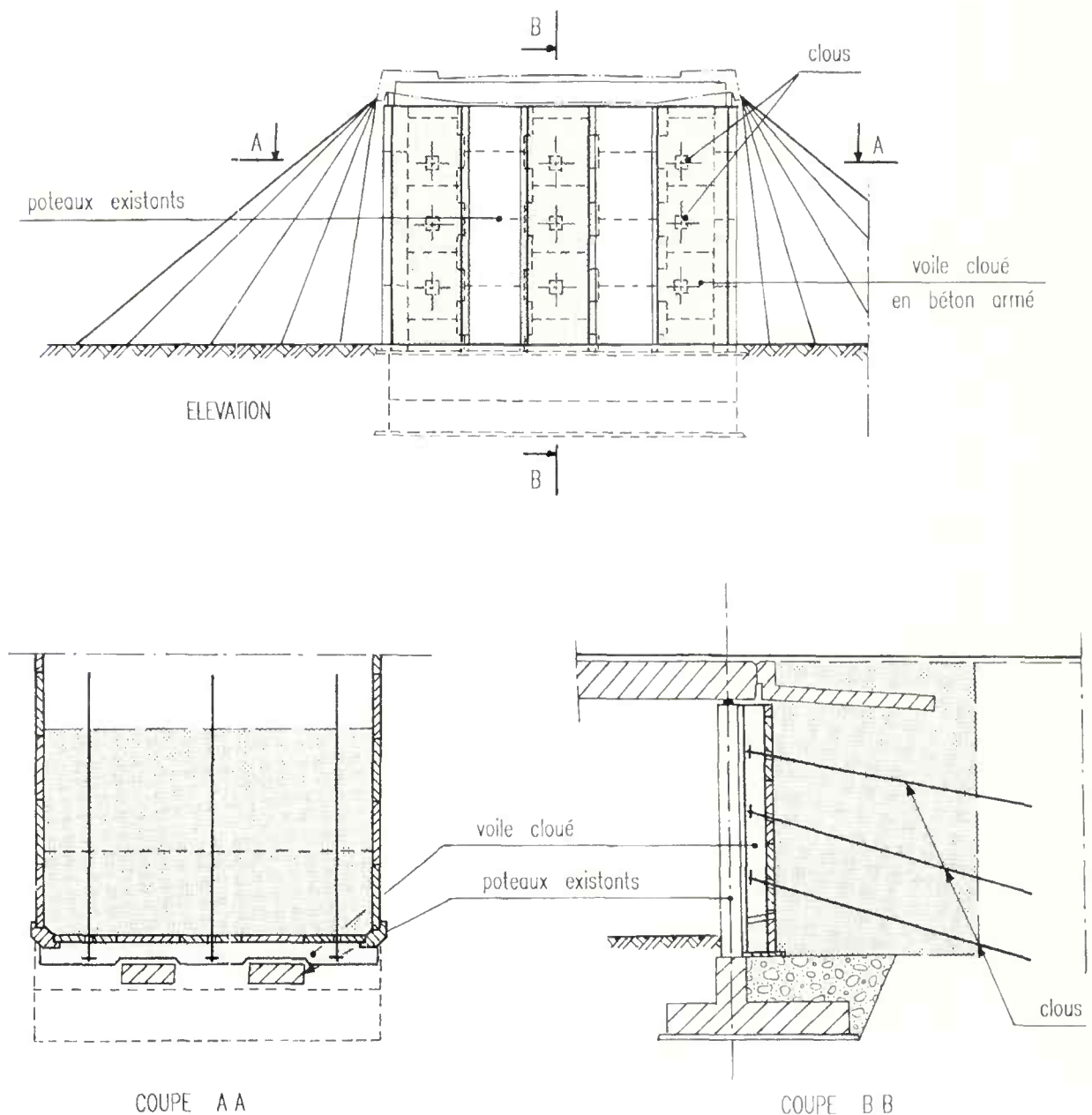


Figure B39 : Mur de front repris par un voile cloué

Lorsque l'espace libre entre la pile-culée et le parement du mur en terre armée est trop faible (figure B40), il est possible d'envisager de supprimer le voile derrière les poteaux de la pile-culée, à condition toutefois que ceux-ci soient suffisamment minces pour autoriser la prise en compte de la résistance des écailles dans leur partie non recouverte par le voile (figure B41).



Figure B40 :
Pile-culée très proche du parement
terre armée

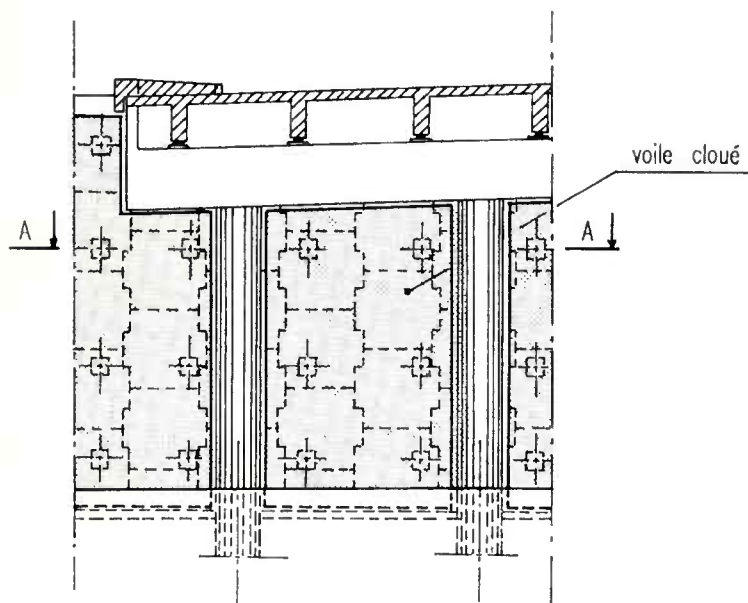
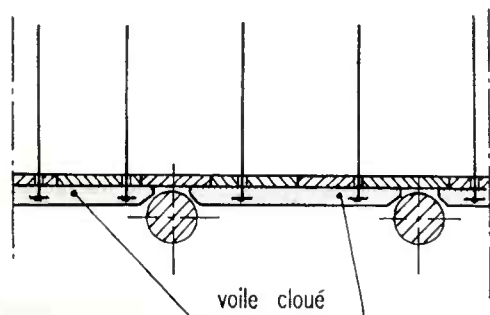


Figure B41 : Solution de renforcement
d'une culée-mixte par un voile cloué
au droit des poteaux de la pile-culée



COUPE A A

Lorsqu'il s'agit d'un obstacle très localisé (candélabre en bordure de l'ouvrage par exemple), il est possible, par exemple, de disposer deux clous

en position excentrée dans les écailles masquées, de part et d'autre de l'obstacle (figure B42).



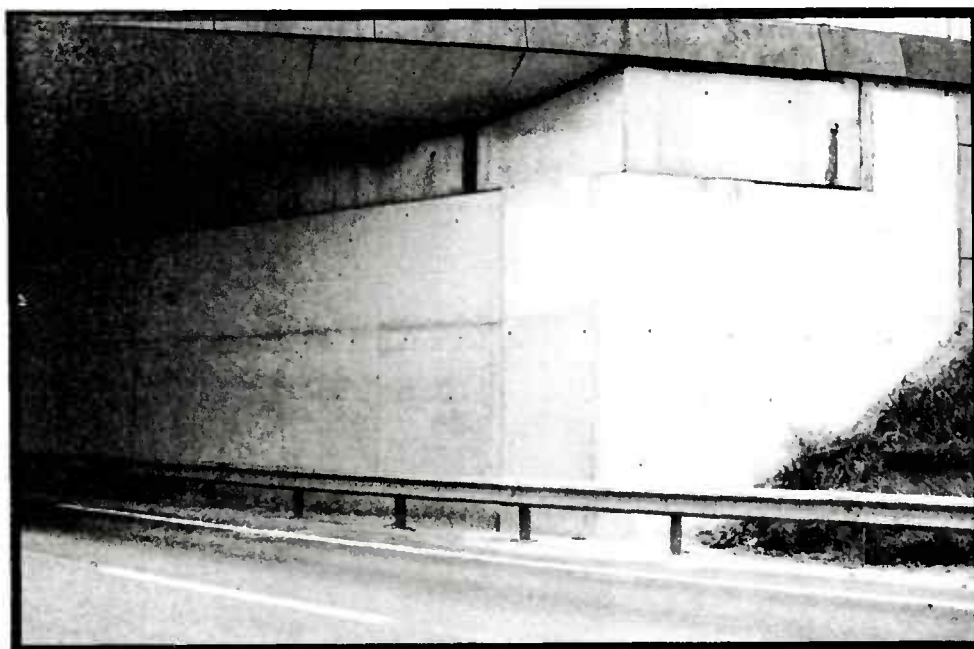
Figure B42 : clouage d'écailles par deux clous de part et d'autre d'un obstacle

B3.5.3 - Cas des culées et des culées-mixtes

Rappelons tout d'abord que pour le renforcement des culées, la technique du clouage ne doit être envisagée que si aucune autre solution

technique mieux connue ne peut convenir (voir remarque du B2.4). D'autre part, et pour différentes raisons, il paraît opportun de prévoir dans tous les cas un voile en béton armé lorsque la technique du clouage a finalement été retenue (figure B43).

a - Ouvrage renforcé



b - principe du renforcement

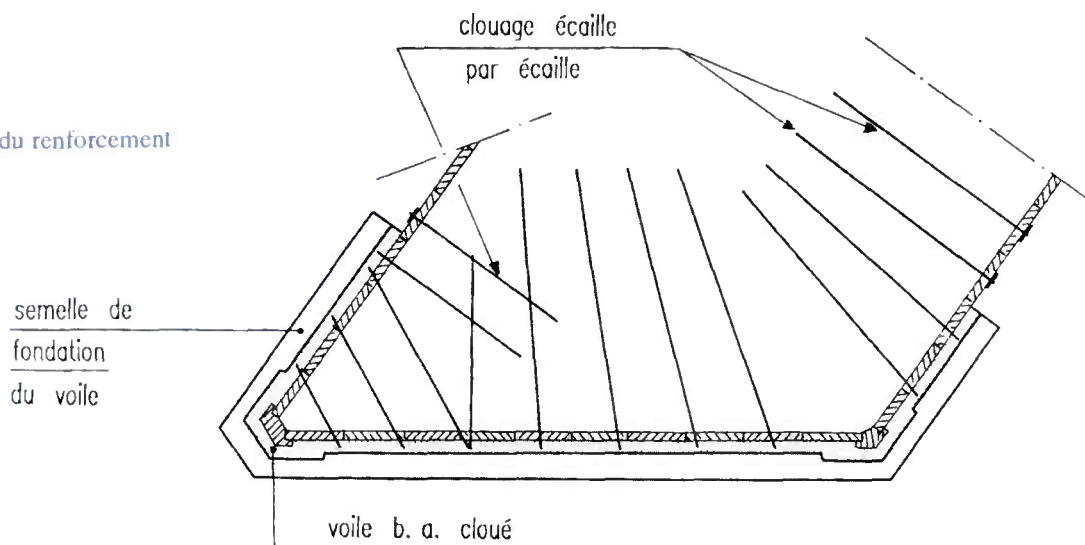


Figure B43 : Renforcement d'une culée en terre armée par clouage avec voile

Dans de nombreux cas, les culées et les culées-mixtes en terre armée comprennent des murs en retour ou des murs en aile également en terre

armée (par la suite, le terme mur en retour désignera indifféremment un mur en retour ou un mur en aile).

Les deux principales difficultés liées aux solutions de clouage de ces ouvrages tiennent à la densité et à la disposition des armatures existantes qui rendent l'interception de celles-ci par les clous quasiment inévitable et, lorsqu'on envisage de clouer à la fois le mur de front et les murs en retour (figure B44), au risque de recoupement des clous entre eux ; bien entendu, lorsque les emprises disponibles sont suffisantes et les sols de fondation d'assez bonnes qualités (voir B2.1) pour permettre un renforcement des murs en retour par un remblai de butée ou par un mur de soutènement, ce dernier risque n'existe pas.

L'interception d'armatures existantes peut rendre difficile l'exécution de certains forages, mais ce n'est pas un problème rédhibitoire. En revanche, le clouage de l'ensemble des murs n'est envisageable qu'à condition que le risque de recoupement des clous soit très faible. Compte tenu des erreurs d'implantation et d'inclinaison, et des déviations de forages possibles, on pourra généralement admettre qu'il en est ainsi, si la distance théorique entre les axes des clous est au moins égale à 40 cm environ ; bien entendu, un calepinage très précis des inclusions est nécessaire.

Figure B44 : Renforcement d'une culée-mixte par clouage avec voile pour le mur de front, écaïlle par écaïlle pour les murs en retour



S'il n'est pas possible d'assurer l'absence de recoupement de clous, on pourra s'orienter vers les solutions suivantes :

- Relier le mur de front et les murs en retour au voisinage de leur intersection par des tirants passifs ancrés dans un voile en béton armé (solution déjà décrite au B2.3), et clouer de façon classique le reste des murs, de sorte que les inclusions du mur de front et celles du mur en aile ne puissent se rencontrer. Lorsque l'ouvrage est biais, cette disposition ne se justifie généralement que du côté où le mur de front et le mur en retour forment un angle aigu (figure B43-b). Les voiles correspondants étant

liées rigidement, il est souhaitable de prévoir une continuité mécanique des voiles à leur intersection.

- Clouer le mur de front et les murs en retour à l'aide d'inclusions horizontales disposées selon un maillage qui rende le risque de rencontre entre inclusions extrêmement faible (figure B45), ce qui nécessite également la mise en oeuvre d'un voile en béton armé. Dans ce cas, en raison des déplacements pouvant se produire lors de la mise en traction progressive des inclusions, il est souhaitable de désolidariser les voiles se rapportant à chacun des murs.

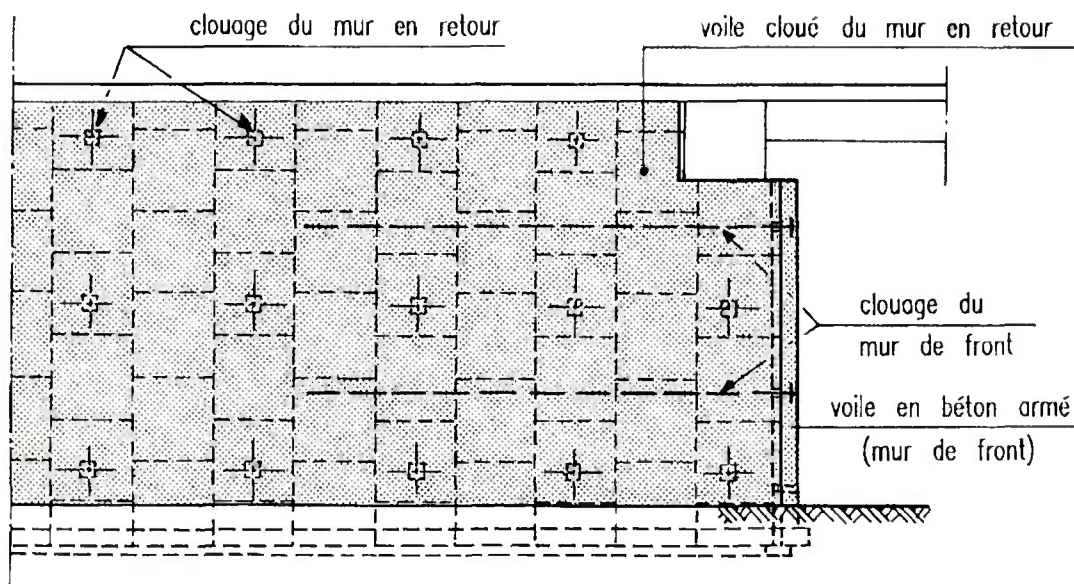


Figure B45 : Renforcement d'une culée par clous horizontaux et voiles

Remarque :

Sur le plan pratique, le clouage de la partie supérieure des murs de front des culées ou des culées-mixtes nécessite de disposer d'une hauteur suffisante entre le niveau de la sous-face du tablier et le niveau du forage. Pour des forages inclinés à 10°, cette distance est d'environ 1,30 m ; elle est de l'ordre de 0,60 m pour des forages horizontaux. Dans les deux cas, cependant, cette opération est difficile.

B3.5.4 - Réseaux divers

En aucun cas les forages ne doivent intercepter les réseaux divers existants dont la présence est fréquente pour les ouvrages implantés en site urbain (figure B46). Les incertitudes qui pèsent sur les déviations éventuelles que pourraient

connaître les forages lors de leur réalisation sont fortement liées aux moyens mis en oeuvre et à la nature du matériau à forer (présence de gros blocs, ...). Néanmoins, en principe, il est très peu probable d'intercepter des réseaux s'il est prévu une distance théorique minimum de 30 cm environ entre les parois des forages et les réseaux concernés.

La présence de réseaux constitue donc une contrainte qu'il convient d'intégrer le plus tôt possible à la conception du confortement par clouage dans la mesure où le maillage et l'inclinaison des inclusions peuvent dépendre de la position des réseaux. Il est donc souhaitable que la localisation de ces derniers soit effectuée au plus tôt. Par ailleurs, il est indispensable que les informations les concernant soient mentionnées dans le Dossier de Consultations des Entreprises



Figure B46 : Présence de réseaux à l'intérieur d'un ouvrage en terre armée

B3.6 - JUSTIFICATIONS TECHNIQUES DES OUVRAGES

B3.6.1 - Reconnaissance

Il est nécessaire dans tous les cas de procéder à une reconnaissance des sols dont les principaux objectifs sont les suivants :

- Evaluer les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai pour le calcul, à savoir :
 - . impérativement et dans tous les cas, l'angle de frottement interne ϕ' ;
 - . au besoin, la pression limite du sol p_l , la pression de fluage p_f et le module pressiométrique E_M (essai au pressiomètre Ménard).
- Déterminer les zones où le matériau de remblai est sensiblement homogène, dans le cas d'ouvrages d'une certaine importance du moins (voir B3.6.2).
- Fournir les éléments nécessaires au choix du mode d'exécution des clous le plus approprié et à l'appréciation des difficultés susceptibles d'être rencontrées ; ainsi, par exemple, la présence de blocs dans le matériau de remblai, l'état très lâche ou au contraire très dense de celui-ci peuvent être des éléments déterminants dans le choix des méthodes d'exécution.

B3.6.2 - Essais de clous

En règle générale, il n'est pas possible d'effectuer une prévision suffisamment fiable par le calcul de la résistance à l'arrachement des clous. C'est la raison pour laquelle, il est indispensable de réaliser un certain nombre d'essais

de traction avant le démarrage des travaux de clouage proprement dits (essais préalables ou de conformité) et pendant les travaux (essais de contrôle).

Dans tous les cas, les essais de traction devront se dérouler de manière contradictoire avec le Maître d'Oeuvre (ou son représentant) et l'Entreprise. Il est fortement recommandé de s'assurer le concours d'un Laboratoire compétent pour le suivi et l'exploitation de ces essais. Les Laboratoires Régionaux de l'Équipement sont tout-à-fait qualifiés pour accomplir ce type de prestation.

Les dispositions concernant les essais de clous sont développées dans les Recommandations CLOUTERRE. Nous n'en reprendrons ici que les points principaux, en y apportant quelques adaptations, nécessitées par la nature particulière des travaux et des ouvrages visés par le présent document.

En ce qui concerne le contenu des essais et les modes opératoires à appliquer, on se référera également aux normes NF P 94 242-1¹⁵ et NF P 94 242-2¹⁶ en cours d'élaboration.

Enfin, dans le cas où, pour quelle que raison que ce soit, des modifications seraient apportées au mode de réalisation des inclusions lors des travaux de confortement, susceptibles de modifier l'interaction sol-inclusion, de nouveaux essais d'arrachement doivent être effectués.

a - Essais préalables et de conformité

Les essais préalables sont des essais d'arrachement réalisés plusieurs semaines avant le début des travaux sur des clous spécialement mis en place pour ces essais. Ils ont pour but principal de déterminer le frottement latéral unitaire q_s entre un clou et le terrain (figure B47).

¹⁵ NF P 94 242-1 : Essai statique d'arrachement de clou soumis à un effort axial de traction - Essai à vitesse de déplacement constante.

¹⁶ NF P 94 242-2 : Essai statique d'arrachement de clou soumis à un effort axial de traction - Essai à effort de traction contrôlé.

Ces essais présentent l'avantage de permettre un dimensionnement du renforcement par clouage sur la base de valeurs réalistes du frottement sol/clou. Cependant, de tels essais sont assez rarement réalisés en pratique car ils sont coûteux (mobilisation de moyens assez importants pour quelques clous seulement) et ne sont pas nécessairement réalisés par l'entreprise qui sera, par la suite, chargée des travaux de renforcement, ce qui impose de procéder à de nouveaux essais en début de chantier.

Ainsi, on se limite généralement à des essais dits de conformité, qui ont lieu lors du démarrage du chantier de renforcement.

Les essais de conformité sont obligatoires en l'absence d'essais préalables ; ils ont pour but de déterminer le frottement latéral sol/clou et ainsi de vérifier la validité des hypothèses de calcul retenues au stade du projet.

Pour parer à l'éventualité où les valeurs de frottement latéral seraient inférieures à celles prises en compte dans les calculs, les dispositions qu'il sera nécessaire de mettre en oeuvre pour augmenter la résistance à l'arrachement des clous devront avoir été définies (possibilité

d'augmenter la longueur des inclusions, d'injecter le coulis de scellement sous pression, ...).

Nombre d'essais

L'expérience a fréquemment montré que pour un même ouvrage, le matériau de remblai peut être assez hétérogène, ce qui n'est pas sans conséquence sur la résistance à l'arrachement des clous. On pourra donc être amené, si l'importance de l'ouvrage le justifie à distinguer plusieurs zones dans lesquelles ce remblai peut être considéré comme homogène, à partir des résultats de la reconnaissance géotechnique qui pourra comporter des essais simples et peu coûteux de type pénétrométrique, par exemple.

Les Recommandations CLOUTERRE prévoient un minimum de 6 essais par nature différente de sol rencontré. Pour les ouvrages en terre armée, il paraît possible de diminuer ce chiffre, compte tenu notamment de la taille souvent modeste des ouvrages et de la nature des terrains concernés. Toutefois, il est difficile d'envisager une interprétation valable sur un nombre d'essais inférieur à 3, par zone homogène.



Figure B47 : Essai préalable de traction sur un clou

Dans tous les cas, il convient de prévoir une certaine souplesse pour le programme dans la mesure où les essais peuvent être l'occasion de tester différentes méthodes d'exécution. D'autre part, en présence de résultats très dispersés, il est nécessaire d'en analyser les causes et de juger au cas par cas de l'opportunité d'augmenter le nombre des essais.

Nota : la plupart des clous sont mis en place à l'intérieur même du massif terre armée. Cependant, il peut arriver que les inclusions en partie inférieure de l'ouvrage à renforcer soient partiellement scellées dans le sol de fondation. Dans ce cas, compte tenu des efforts généralement importants devant être repris par ces inclusions, il est nécessaire de procéder à des essais permettant de tester de façon spécifique les scellements dans le sol de fondation.

Implantation des essais

Les clous destinés aux essais d'arrachement devront être implantés de façon à éviter de sectionner les armatures en terre armée et à ne pas gêner la mise en oeuvre ultérieure des autres inclusions (figure B48).

Par ailleurs, les caractéristiques des remblais étant susceptibles de varier avec la profondeur, il est recommandé de prévoir une implantation de clous d'essai couvrant toute la hauteur des ouvrages et non pas leur seule partie inférieure.

Réalisation des essais

Les essais préalables ou de conformité sont effectués sur des clous réalisés spécialement à cet effet et donc non intégrés au confortement proprement dit de l'ouvrage (il ne sera pas tenu

compte de ces inclusions dans les études de stabilité des massifs renforcés). Les essais de traction doivent normalement être menés jusqu'à la rupture du scellement et il y a lieu de dimensionner les clous en conséquence (diamètre de l'armature, longueur du scellement). Pour ne pas avoir à appliquer des tractions trop importantes, qui pourraient être dommageables aux écailles sur lesquelles on prend appui, il est admis de limiter la longueur scellée des clous à 3 mètres environ. Il est rappelé, par ailleurs, que les clous d'essai doivent comporter une longueur libre d'au moins 1 mètre.

La mise en oeuvre des clous soumis aux essais d'arrachement doit s'effectuer dans les mêmes conditions et avec les mêmes méthodes que celles prévues pour les inclusions destinées à renforcer l'ouvrage.

Les Recommandations CLOUTERRE retiennent deux modes opératoires d'essais différents : des essais à déplacement contrôlé qui permettent essentiellement d'obtenir la valeur maximale de la traction et des essais à effort contrôlé dont le principal avantage est de permettre de

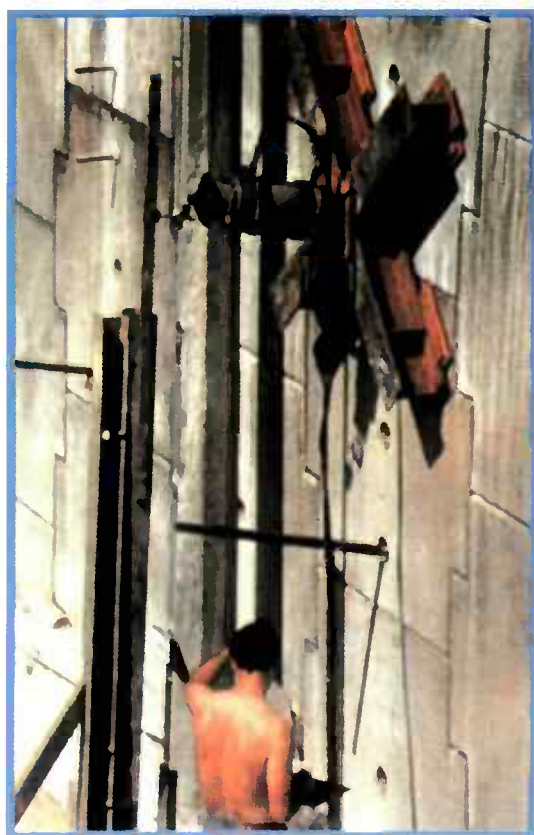


Figure B48 :
exemple d'implantation
de clous d'essai

déterminer la traction critique de fluage, mais dont la réalisation est plus longue.

Pour le renforcement des ouvrages en terre armée, il est conseillé de procéder, pour chaque zone homogène, à au moins 2 essais à déplacement contrôlé et 1 essai à effort contrôlé mené jusqu'à la rupture du scellement.

Interprétation des essais

Le choix des valeurs de frottement latéral unitaire cherchées, nécessaires aux calculs justificatifs du renforcement, est à faire à partir d'une analyse critique des résultats des essais.

En cas de forte dispersion, il conviendra d'en rechercher les causes (hétérogénéités locales du remblai, réalisation défectueuse de certaines inclusions, incidents en cours d'essais ...) et d'en tirer les conséquences : réalisation de nouveaux essais, modification du mode d'exécution des clous ...

b - Essais de contrôle

Les essais de contrôle, exécutés en cours de chantier, ont pour but de s'assurer que dans le cadre des travaux de confortement proprement dits, les résultats obtenus lors des essais préalables ou de conformités sont confirmés.

La logique voudrait que l'on procède à ces essais de contrôle sur des clous choisis parmi ceux faisant partie du renforcement. Cependant, cette option présente généralement des inconvénients tels qu'elle peut difficilement être retenue en pratique (nécessité d'une longueur libre, capacité du dispositif d'essai du fait de la longueur des clous ...).

De ce fait, les essais de contrôle seront le plus souvent effectués sur des clous spécialement réalisés dans ce but, non utilisés pour le renforcement de l'ouvrage, et conçus de la même façon que pour les essais préalables ou de conformité en ce qui concerne leur armature, leur longueur de scellement et la longueur libre.

Nombre d'essais

Comme pour les essais de conformité, il paraît possible d'alléger le programme d'essais de contrôle préconisé par CLOUTERRE compte tenu de la nature particulière des ouvrages visés ici.

Ainsi, il semble raisonnable de prévoir dans un premier temps 1 essai de contrôle pour 20 inclusions réalisées avec un minimum de 3 essais par zone considérée comme homogène.

Bien entendu, les résultats obtenus lors des premiers essais de contrôle pourront modifier le nombre d'essais prévus initialement, notamment s'il apparaît une forte dispersion dans les résultats.

Implantation des essais

Comme pour les essais préalables, l'implantation des essais de contrôle ne devra pas privilégier une zone plutôt qu'une autre, notamment sur la hauteur de l'ouvrage (ne pas se limiter à la partie inférieure de l'ouvrage, plus accessible).

Si des essais sont réalisés sur des clous faisant partie du renforcement, le choix des clous à tester devra tenir compte de la configuration particulière de l'ouvrage et des incidents ou anomalies éventuels survenus au cours de l'exécution : vitesse d'avancement de l'outil de forage anormalement rapide, volume de coulis de scellement plus important que la moyenne ...

Réalisation des essais

Lorsque les essais de contrôle sont effectués sur des clous réalisés spécialement dans ce but, il s'agira en principe d'essais d'extraction à déplacement contrôlé (voir B3.6.2), sauf si les remblais présentent un caractère plastique marqué, auquel cas certains des essais devront être faits à effort contrôlé (voir Recommandations CLOUTERRE). L'exploitation des essais de contrôle sera semblable à celle des essais préalables.

Pour les essais pratiqués sur des clous du renforcement lui-même, on utilisera le mode opératoire des essais à effort contrôlé, *en limitant l'effort maximal de traction exercé sur les inclusions à une valeur proche de celle correspondant au fluage*.

Enfin, en raison des cadences d'exécution des clous souvent élevées, il est impératif d'analyser le plus rapidement possible les résultats des essais de contrôle pour permettre de mettre en oeuvre en temps utile toute disposition propre à améliorer la résistance à l'arrachement des clous (modification de la conception, du dimensionnement ou du mode de réalisation des inclusions).

B3.6.3 - Justifications

Les justifications du renforcement d'ouvrages en terre armée par clouage sont à effectuer conformément aux Recommandations CLOUTERRE (chapitre 3), en négligeant toute participation des armatures de terre armée présentes dans les massifs ou parties de massifs à renforcer.

D'après ce document, les calculs sont menés à l'E.L.U. en étudiant l'équilibre de parties du massif limitées par une surface de rupture potentielle suivant des méthodes du type de celles utilisées pour les études de stabilité de talus.

Caractéristiques des sols

Les caractéristiques de résistance au cisaillement des remblais de terre armée (c' et ϕ') nécessaires aux calculs, sont normalement déterminées à partir de la reconnaissance géotechnique (voir B3.6.1). Cependant, l'expérience montre que les remblais de terre armée peuvent s'avérer très hétérogènes dans certaines zones, et c'est pourquoi il paraît raisonnable, lorsque la reconnaissance a été quelque peu

sommaire, de limiter la valeur caractéristique de l'angle de frottement interne à 36° ; le coefficient de sécurité partiel $\gamma_{m,0}$ peut alors être pris égal à 1¹⁷. Enfin, la cohésion des remblais est à négliger dans tous les cas.

Frottement latéral sol-clous

Comme indiqué en B3.6.2, le frottement latéral sol-clou doit être déterminé par des essais spécifiques réalisés généralement en début de chantier (essais de conformité).

Au stade de l'établissement du projet de renforcement, on pourra se baser sur une valeur du frottement latéral unitaire limite q_s de 120 kPa, sachant toutefois que pour certains ouvrages ou parties d'ouvrages, cette valeur n'est pas toujours atteinte lors des essais ; cette situation peut se rencontrer notamment lorsque le matériau de remblai est très argileux ou pour des remblais sableux décompactés à la suite de circulations d'eau. Pour le frottement latéral le long de clous traversant des sols en place, on se référera à CLOUTERRE (Annexe I du chapitre 3).

Cas des culées en terre armée

Le cas des culées est un peu particulier dans la mesure où les massifs à clouer supportent une structure qui peut être plus ou moins sensible aux déplacements, selon le type d'ouvrage dont il s'agit et sa nature hyperstatique ou isostatique. Ainsi, l'aspect des déformations des massifs lors de la mise en charge progressive du renforcement par clouage devrait normalement être pris en considération dans les justifications de celui-ci.

Malheureusement, les méthodes de calcul existantes et d'une façon plus générale les connaissances actuelles de la technique du clouage ne permettent pas de faire une prévision fiable des déformations des massifs cloués dans le cadre du fonctionnement en service.

¹⁷ Cette disposition est conforme à la norme NFP 94-220 : Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Dimensionnement.

La seule tentative de prise en compte des déplacements est celle du programme PROSPER¹⁸ développé par le L.C.P.C. Toutefois, ceux-ci sont supposés localisés le long de la ligne de rupture potentielle, ce qui ne correspond donc pas réellement au phénomène visé ci-dessus. Cependant, en l'absence d'autres méthodes opérationnelles, on peut conseiller l'emploi de ce programme pour la justification du clouage des culées. Dans ce cas, il est nécessaire de fixer une valeur de "déplacement admissible" pour l'ouvrage porté par la culée, dans des conditions de service.

Rappelons d'autre part qu'il est possible de limiter les déformations liées à la mise en charge progressive des clous par une mise en tension partielle de ceux-ci. Cette mise en tension, qui nécessite bien sûr de disposer d'une longueur libre, est généralement limitée à une valeur de l'ordre de 50% de la tension de service prévue.

Enfin, dans des cas où malgré les précautions prises, on redouterait des déformations excessives, on pourra prévoir la mise en place d'une surveillance particulière de l'ouvrage en service.

¹⁸ DELMAS Ph, BERCHE J.C., CARTIER G., ABDELHEDI A. (1986) - Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées n° 141, janvier février 1986.

*Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit,
même partiellement, sans l'autorisation du SETRA.*

© 1994 SETRA - Dépôt légal décembre 1994 N° ISBN : 2 11085754 4

Page laissée blanche intentionnellement

LES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

GUIDE POUR LA SURVEILLANCE SPECIALISEE ET LE RENFORCEMENT

Ce document est avant tout un guide pour la surveillance spécialisée des ouvrages en terre armée.

Il a été établi, initialement, pour les besoins d'une campagne visant à inspecter les ouvrages construits, il y a près de vingt ans, avec des armatures en acier inoxydable et dont l'utilisation, fort heureusement très limitée, n'a pas répondu à l'attente espérée quant à leur durabilité.

Il a paru utile par la suite d'étendre la portée de ce document d'une part, en développant une méthodologie d'inspection et d'établissement de diagnostic pour les armatures en acier doux galvanisé, utilisées depuis près de trente ans maintenant, et d'autre part, en présentant un panorama des solutions qui ont été imaginées ou mises en oeuvre pour le renforcement d'ouvrages à armatures en acier inoxydable.

Ce document s'adresse donc aux gestionnaires de tels ouvrages et, d'une manière plus générale, à tous ceux qui auraient à programmer des actions de surveillance, à procéder à celles-ci, à établir un diagnostic sur l'état d'un ouvrage ou encore, le cas échéant, à concevoir une solution de renforcement.

This document is primarily intended as a guide for specialized supervision of reinforced earth structures.

It was originally drawn up for the purposes of a survey of structures with stainless steel reinforcements, constructed nearly twenty years ago, which in the course of use (fortunately very limited) have not come up to expectation in terms of durability.

It was then felt to be useful to extend the scope of this document, firstly by developing a methodology for inspecting and making a diagnosis on mild galvanized steel reinforcements that have now been in use for nearly thirty years, and secondly by making available a range of solutions conceived or implemented to reinforce structures with stainless steel reinforcements.

This document is thus intended for managers of these types of structures and, more generally, for anyone involved in scheduling and performing supervision work, making a diagnosis on the condition of a structure or where necessary, devising a structure strengthening solution.

Ce document est disponible sous la référence : F 9466
au bureau de vente des publications du SETRA
46, avenue Aristide Briand - B.P.100 - 92223 Bagneux Cedex - France
Tél: (1) 46 11 31 53 et 46 11 31 55 - Télécopie: (1) 46 11 31 69

Prix de vente : 210 F