

MINISTÈRE DES TRANSPORTS
DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

les ouvrages en terre armée

Recommandations
et
règles de l'art



DIRECTION DES ROUTES ET
DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Sommaire général

AVANT-PROPOS		7
Chapitre 1	CONCEPTION DES OUVRAGES	9
1. 1.	Généralités	9
1. 2.	Classification des ouvrages en terre armée	20
1. 3.	Conception des ouvrages en terre armée (ouvrages de soutènement et culées de pont)	22
Chapitre 2	JUSTIFICATION DES OUVRAGES EN TERRE ARMEE	49
2. 1.	Fonctionnement de la terre armée	49
2. 2.	Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul	64
2. 3.	Caractères des matériaux pour le calcul	71
2. 4.	Les règles de justification des ouvrages en terre armée	74
Chapitre 3	QUALITE DES MATERIAUX	81
3. 1	Qualité des matériaux	81
3. 2.	Contrôle de la qualité des matériaux	89
Chapitre 4	MISE EN OEUVRE	91
4. 1.	Avant le début des travaux	91
4. 2.	Durant l'exécution de l'ouvrage	93
Chapitre 5	SURVEILLANCE - ENTRETIEN - REPARATION	101
5. 1.	Surveillance des ouvrages	101
5. 2.	Entretien et réparation des ouvrages	105
Annexes		
1.	Modes opératoires	107
2.	Fiches techniques	121
3.	Exemples de notes de calcul	149

MINISTÈRE DES TRANSPORTS

DIRECTION GÉNÉRALE
DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

LE DIRECTEUR DES ROUTES
ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

PARIS, LE 7 Mai 1979

244, BOULEVARD SAINT-GERMAIN (VIII^e)
CODE POSTAL 75775 PARIS CEDEX 16
TÉLÉPHONE : 544-39-93 - TELEX 250038 F

Le Directeur des Routes et de la
Circulation Routière

à

- Messieurs les Directeurs Départementaux
de l'Équipement
- Messieurs les Directeurs des Centres
d'Études Techniques de l'Équipement

OBJET : Ouvrages en terre armée -
Recommandations et règles de l'art.

Il y a onze ans, étaient construits les premiers grands ouvrages en terre armée sur l'autoroute Roquebrune-Menton. Depuis, cette technique s'est très largement développée puisque tant en France qu'à l'étranger plus de 2500 ouvrages ont été réalisés.

L'essor de ce matériau nouveau est dû à ses qualités aux plans technique (souplesse permettant l'adaptation aux tassements et aux déplacements du terrain, facilité et rapidité de mise en oeuvre) économique et esthétique.

Celles-ci ont entraîné un élargissement rapide de son domaine d'application depuis les simples ouvrages de soutènement jusqu'aux ouvrages d'art, comme les culées de ponts.

L'expérience ainsi acquise dans l'utilisation de la terre armée, jointe aux nombreuses observations, expérimentations et études réalisées sur ce matériau notamment par les Laboratoires des Ponts et Chaussées, justifiaient et nécessitaient que soient élaborées des recommandations et une réglementation.

A l'initiative des Directeurs du S.E.T.R.A. et du L.C.P.C. un groupe d'Ingénieurs de ces deux organismes, auxquels se sont joints des ingénieurs de Centres d'études techniques de l'Équipement (C.E.T.E.), de la S.N.C.F., du C.N.R.S., de la Société Terre Armée, d'entreprises, de bureaux d'études et de contrôle, a rédigé le présent document qui s'applique aux ouvrages en terre armée relevant de la Direction des Routes et de la Circulation Routière.

Ce document offre à tous les utilisateurs un ensemble très complet : principes de conception, règles de justification, spécifications sur les matériaux, règles d'exécution et de contrôle, et principes de surveillance.

Plusieurs éléments nouveaux relatifs à la conception, au calcul et à la surveillance des ouvrages d'art en général y ont été introduits :

- tout d'abord, la notion de durée de service minimale (temps au bout duquel l'ouvrage doit présenter, compte tenu de son vieillissement, une sécurité en accord avec les règles de justification en vigueur au moment de sa réalisation). Cette durée de service constitue, compte tenu des connaissances actuelles sur la durabilité des métaux enterrés, un des éléments fondamentaux du dimensionnement des ouvrages en terre armée (cf. chapitre 1.2),

- puis, des méthodes de calcul en accord avec les nouvelles Directives sur le calcul des structures (D.C.C. de 1979), basées sur une analyse semi-probabiliste de la sécurité,

- enfin, les principes de surveillance générale d'un ouvrage d'art, qui ne peuvent être séparés de la notion de durée de service. Ces principes, qui feront prochainement l'objet d'un nouveau document, ont été très nettement précisés et concrétisés pour tous les types d'ouvrages en terre armée.

Ces "recommandations" et ces "règles de l'art" ne sauraient toutefois constituer un document définitif. Elles ne sont que le reflet de l'état actuel des connaissances et de la technologie, dans un domaine où l'invention et l'évolution sont heureusement en vigueur.

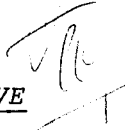
x

x

x

Un C.C.T.P.-type viendra prochainement compléter le présent document, et vous sera adressé sous forme d'annexe. En attendant sa publication, les Maîtres d'Oeuvre ayant à réaliser des ouvrages en terre armée pourront s'adresser aux Ingénieurs spécialisés des Services Centraux (S.E.T.R.A. et L.C.P.C.).

Le Directeur des Routes et de la
Circulation Routière


M. FEVE

MINISTÈRE DES TRANSPORTS
DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

Direction des Routes et de la Circulation Routière - 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS CEDEX 16

Les ouvrages en terre armée

Recommandations et règles de l'art

Septembre 1979

Document réalisé et diffusé par

le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58 bd Lefebvre - 75732 PARIS CEDEX 15

LCPC

le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
46 avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX

SETRA

MEMBRES DU GROUPE DE TRAVAIL

MM.	AMAR	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
	BAGUELIN	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
	BERTIN	SOCOTEC
Mme	BRACHET	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MM.	BREVET	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
	CALGARO	SETRA - Division des Ouvrages d'Art
	CINQUIN	Société Fougerolle
	DARBIN	Société Terre Armée
	FRIANT	CETE de Lille
	HAIUN	SETRA - Division des Ouvrages d'Art
	LONG	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
	MILLAN	SETRA - Division des Ouvrages d'Art
	MONTUELLE	C.N.R.S.
	PAYEN	CETE de Rouen
	SAUVAGE	S.N.C.F.
	SCHAEFFNER	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
	SCHLOSSER	Société d'Etudes de la Terre Armée

Avant-propos

OBJET DU DOCUMENT

Le présent document a pour objet de définir les règles d'emploi de la Terre Armée dans les ouvrages dépendant de la Direction des Routes et de la Circulation Routière, et de donner au projeteur des directives et des conseils concernant la conception, l'exécution et l'entretien de ces ouvrages.

Il annule la note d'information technique, datée d'avril 1973, éditée et diffusée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ainsi que toutes les notes et circulaires diffusées par le SETRA, à l'exception du fascicule 3 du dossier-pilote MUR 73.

L'application de ces règles peut être étendue à des ouvrages autres que ceux précédemment mentionnés. Les précisions, adaptations ou compléments nécessaires seront spécifiés par les services ou organismes constructeurs concernés.

CONDITIONS D'APPLICATION

Les directives et recommandations contenues dans ce document ont été élaborées en tenant compte de l'état actuel de la technologie de la terre armée, celle-ci étant couverte par des brevets successivement déposés sous les numéros :

929421	7529600	7822803
6927983	7618977	
7201591	7816389	

Elles ont donc un caractère évolutif puisqu'elles pourront être ultérieurement modifiées en fonction d'éventuelles transformations ou améliorations du procédé.

La question du vieillissement des ouvrages en terre armée est fondamentale, car le phénomène de corrosion des armatures dans le sol est inéluctable et déterminant. Mais, de ce fait, elle se pose en termes beaucoup plus simples que pour les constructions en béton armé par exemple, et elle a pu être abordée quantitativement par des constatations et des recherches. La connaissance de ce phénomène est maintenant suffisante pour qu'il soit possible de définir les épaisseurs maximales d'acier susceptibles d'être dissoutes par corrosion selon la destination de l'ouvrage et son site, à condition que les sols respectent un certain nombre de critères chimiques ou électrochimiques (cf ch. 3). La construction d'ouvrages ayant une durée de vie minimale prévue est donc possible.

Il convient de signaler qu'on ne peut pratiquement plus agir sur le phénomène de corrosion une fois l'ouvrage construit. Cependant, des dispositions peuvent être prises, et doivent l'être pour les ouvrages définis comme étant à haut niveau de sécurité (cf. § 1.2.), au stade de la conception. Ces dispositions permettent, d'une part, de suivre l'évolution de la corrosion, ce qui est particulièrement important dans le cas où les conditions d'agressivité du site viendraient à changer, et d'autre part de permettre ou de faciliter les interventions en cas d'incident.

En définitive, il est donc très important, pour assurer dans des conditions satisfaisantes le bon fonctionnement et la durabilité des ouvrages en terre armée, que les présentes directives et recommandations soient appliquées avec soin, et que les différentes spécifications relatives à la corrosion des armatures et à la mise en oeuvre soient respectées.

Le choix entre un ouvrage en terre armée et un ouvrage classique en béton, notamment en ce qui concerne les culées de ponts, doit résulter d'une étude globale incluant des critères techniques et économiques tenant compte, le cas échéant des modifications éventuelles à long terme des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

COMPOSITION DU DOCUMENT

Le document comprend cinq chapitres et des annexes.

Les divers chapitres concernent :

- * la conception des ouvrages en terre armée ;
- * les règles de justification ;
- * les spécifications sur le choix des matériaux ;
- * la mise en oeuvre ;
- * la surveillance, l'entretien et la réparation des ouvrages.

Les annexes comportent, outre quelques modes opératoires spécifiques de la terre armée, les caractéristiques des éléments actuellement employés et commercialisés, ainsi que des exemples de notes de calcul.

INTERVENTION DES SERVICES SPECIALISES

De façon à permettre de profiter de l'expérience acquise, et à tirer parti au maximum des réalisations à venir, il est souhaitable que le SETRA et le LCPC soient informés des projets importants incluant des ouvrages en terre armée, et cela le plus en amont possible de leur élaboration. Il est d'ailleurs conseillé aux Maîtres d'Oeuvres de ne pas hésiter à solliciter l'avis des Services Spécialisés (LCPC, SETRA, CETE) lorsque se présentent des problèmes particuliers de conception.

CHAPITRE 1

Conception des ouvrages

1.1. GENERALITES

1.1.1. Développement de la technique

Le développement du procédé est marqué par les réalisations suivantes :

- Premier mur de soutènement à Pragnères (1965).
- Premier ensemble d'ouvrages sur l'autoroute Roquebrune-Menton (1968-1969) : dix murs de soutènement sur pente instable totalisant une superficie de parement de 5500 m².
- Premier mur avec des charges concentrées importantes en tête (portiques de pont roulant) au port de Dunkerque (1970)
- Première culée de pont autoroutier (14 m de hauteur) à Thionville (1972).

Des recherches fondamentales sur le mécanisme et le calcul de la terre armée, incluant notamment une quinzaine d'expérimentations en vraie grandeur, ont été réalisées de 1967 à 1978 au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

A partir de 1972 ont été entreprises, conjointement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et la société "La Terre Armée", des études sur la durabilité des armatures et le phénomène de corrosion des métaux enterrés dans les sols de remblai. Depuis, toute une expérience a été acquise dans ce domaine grâce à des essais en laboratoire, des expérimentations en caisse et en vraie grandeur et des observations sur des ouvrages construits depuis 1968.

Deux étapes ont marqué le développement technologique de la terre armée :

- l'invention du parement en écailles de béton en 1971. Actuellement la plupart des ouvrages sont réalisés avec ce type de parement,
- la mise au point en 1975 d'armatures à haute adhérence, armatures de 5 mm d'épaisseur en acier doux galvanisé, à surface nervurée, permettant une amélioration très importante du frottement sol-armature.

La terre armée est actuellement un procédé bien connu et généralisé dans le monde entier. Des ouvrages ont été construits dans trente-deux pays, et il existe actuellement plusieurs spécifications d'organismes d'état sur la technique (Allemagne, Etats-Unis).

On peut estimer, en 1978, à 2000 le nombre d'ouvrages construits dans le monde, dont un peu moins de la moitié en France. Ils représentent un total de plus de 1 500 000 m² de parement. La plupart de ces ouvrages sont des murs de soutènement et, pour une part non négligeable, des culées de pont. Ces dernières sont, en France au nombre de 110.

Une tendance se développe pour l'utilisation de la terre armée dans d'autres ouvrages : ouvrages industriels et habitations notamment.

1.1.2. Description du procédé et montage

1.1.2.1. Les éléments préfabriqués.

Le procédé de la terre armée utilise, en plus du matériau de remblai, qui représente la part la plus importante en volume, des éléments entièrement préfabriqués. Ceux-ci permettent une exécution rapide et aisée des ouvrages, sans nécessiter de main d'oeuvre spécialisée.

Ces éléments sont :

- les armatures qui, avec le matériau de remblai, sont les deux constituants essentiels de la terre armée,
- les éléments de parement qui permettent de réaliser des faces d'ouvrages verticales. Le parement n'a qu'un rôle secondaire dans le fonctionnement ; par contre il limite généralement la déformabilité d'ensemble du massif armé et influe directement sur son esthétique.

La technique des éléments préfabriqués a été inventée et mise au point pour obtenir les deux caractéristiques principales suivantes :

- une rapidité d'exécution des ouvrages du même ordre que celle de remblais ordinaires et la possibilité de les construire par plots décalés ou par étapes,
- une grande déformabilité du parement lui permettant de supporter sans dommage des tassements différentiels même importants.

Les éléments sont préfabriqués en usine et assemblés sur place, ce qui permet leur standardisation et un bon contrôle de leur qualité. On donne en annexe 2 les fiches techniques des éléments qui permettent actuellement la réalisation des ouvrages.

1.1.2.2. Montage.

La mise en oeuvre de la terre armée, assimilable à celle d'un remblai classique, s'effectue par couches successives. Elle comprend les étapes suivantes :

- montage d'un niveau d'éléments de parement (fig. 1-1),
- remblaiement d'une couche de sol et éventuellement compactage (fig. 1-2),
- pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage (fig. 1-3).

Ce montage peut s'effectuer entièrement de l'intérieur du parement, côté remblai, et ne nécessite ni échafaudage ni emprise extérieure.



Fig. 1-1 : Mise en place d'une rangée d'écaillles



Fig. 1-2 : Mise en place d'une couche de remblai



Fig. 1-3 : Pose d'un lit d'armatures

Le massif en terre armée est ainsi constitué de couches de sol enserrées dans des lits horizontaux et équidistants d'armatures. Il est généralement limité extérieurement par le parement vertical (fig. 1-4).

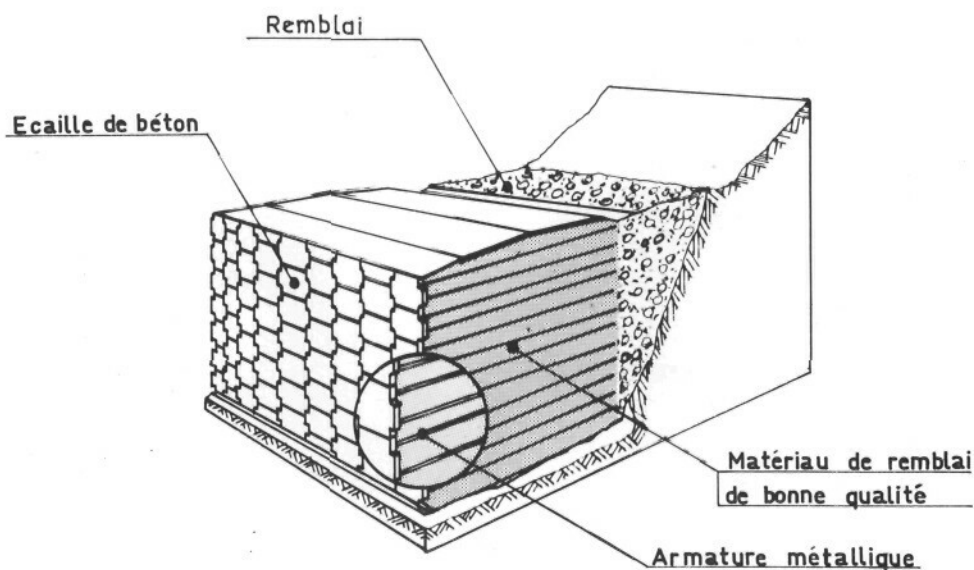


Fig. 1-4 : Vue éclatée d'un massif en terre armée

1.1.3. Les parements

1.1.3.1. Généralités.

Dans le premier type de parement utilisé, l'élément de base est un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis à vis des poussées exercées par le sol de remblai (Fig. 1-5).

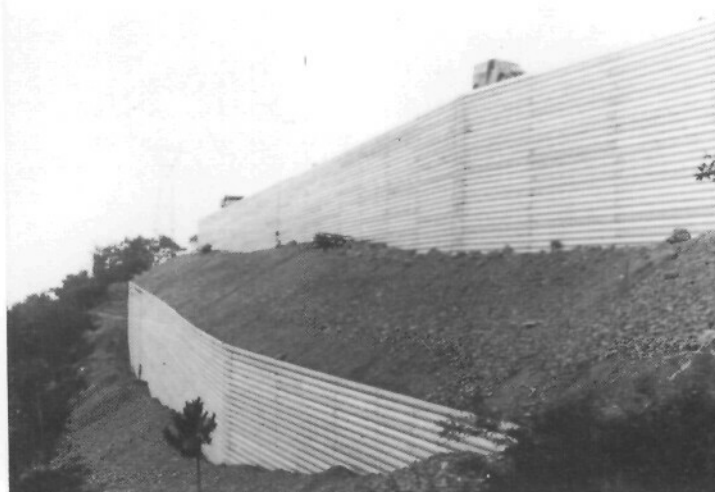


Fig. 1-5 : Ouvrage à parement métallique
(murs de Vigna - Autoroute Roquebrune-Menton)

Ce parement a été supplanté, à partir de 1971, au profit d'un second type de parement constitué d'écailles cruciformes en béton. Ce dernier permet notamment de construire des murs à courbure continue, bien adaptés aux ouvrages de soutènement en site urbain (Fig. 1-6).

Le parement métallique reste réservé à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parement légers.



Fig. 1-6 : Ouvrage à parement en écaille de béton

1.1.3.2. Parement métallique.

Les éléments du parement ainsi que les armatures utilisées dans ce cas, sont fabriquées à partir de tôles d'acier galvanisé. Un élément a une longueur de 10 m, une hauteur utile de 33,3 cm (distance correspondant à l'espacement entre deux lits d'armatures) et une épaisseur de 3 mm. Il comporte un retour en épingle formant couvre-joint continu (fig. 1-7 et 1-8). Son poids est de 115 kg et il peut être manié à bras d'homme.

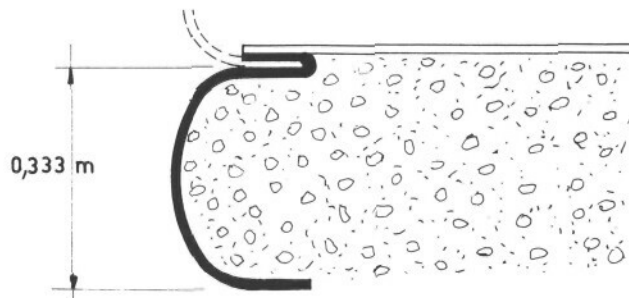


Fig. 1-7 : Schéma d'un élément de parement métallique



Fig. 1-8 : Élément de parement métallique et armatures lisses

Le raccordement entre deux éléments est fait par un couvre-joint simplement appliqué sur la face interne, qui empêche la terre de s'échapper et assure dans le sens longitudinal la déformabilité du parement, par glissement des éléments sur ce couvre-joint.

En plus des éléments standards de 10 m de longueur, il est fabriqué des éléments plus courts pour le raccordement aux extrémités, ainsi que des éléments d'angle obtenus par soudure d'éléments standards à l'angle désiré.

1.1.3.3. Parement en écailles de béton.

L'écaille standard (fig. 1-9) est cruciforme, de 1,50 m sur 1,50 m. Son épaisseur actuelle varie de 18 à 26 cm, correspondant à un poids total de 1 t à 1,5 t. Elle est en béton non armé et comprend simplement deux étriers $\varnothing 10$ mm H.A. Elle comporte quatre amorces d'armatures, noyées dans le béton.

(on peut avoir jusqu'à 8 amorces)

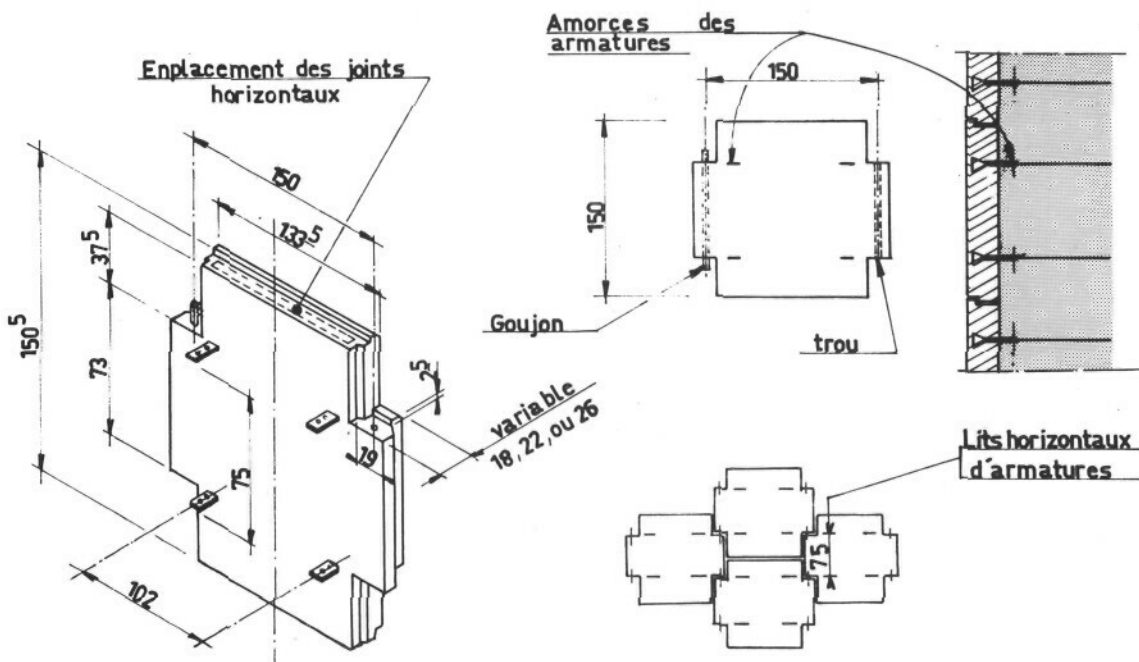


Fig. 1-9 : Caractéristiques du parement en écailles de béton

Des goujons verticaux assurent la liaison entre les écailles et permettent une bonne déformabilité horizontale. Des joints horizontaux compressibles sont placés entre les écailles et donnent au parement une certaine déformabilité verticale.

Chaque écaille comprend des ancrés de levage permettant sa manutention et sa mise en oeuvre.

Les écailles sont généralement préfabriquées en usine dans des moules permettant d'obtenir une bonne régularité de leur dimension.

En plus des écailles standards, il existe des éléments spéciaux qui permettent de donner au parement une géométrie quelconque :

- des demi-écailles de 0,75 m de hauteur, utilisées à la base et au sommet du parement,
- des écailles spéciales dont la hauteur varie par marche de 20 cm, afin de donner à la ligne supérieure du parement une forme quelconque,
- des éléments d'angle, permettant des changements de direction du parement.

⊗ A la surface sup du remblai, on peut avoir 2 armatures au départ de l'ancrage



1.1.4. Les armatures

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- avoir une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter peu de fluage,
- avoir une faible déformabilité aux charges de service (de l'ordre de quelques %),
- avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai,
- être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau "terre armée" et pour permettre une mise en oeuvre aisée,
- avoir une bonne durabilité,
- être économiques.

C'est actuellement l'acier doux galvanisé qui répond le mieux, dans les utilisations courantes, à toutes ces conditions. Dans le cas d'ouvrages en site maritime, on utilise de l'acier doux non galvanisé. Les armatures sont en général des plats de quelques millimètres d'épaisseur et de quelques centimètres de largeur.

Seules les caractéristiques générales sont données ci-après, les caractéristiques précises étant fournies dans les fiches techniques de l'annexe 2.

1.1.4.1. Cas du parement métallique.

Les armatures sont découpées dans les mêmes tôles que celles utilisées pour la fabrication des éléments du parement. Elles sont en acier doux galvanisé et ont 3 mm d'épaisseur en général. Elles ont une largeur de 50, 60 ou 90 mm (Fig. 1.8.).

1.1.4.2. Cas du parement en écailles de béton.

Les armatures en acier doux galvanisé ont une section de 40 x 5 mm ou de 60 x 5 mm, et leur surface est crénelée pour améliorer le frottement sol-armature. Elles sont appelées armatures à haute adhérence. La dimension et l'espacement des crénelures ont été choisis de façon à obtenir le meilleur coefficient de frottement dans la gamme des matériaux utilisés. (Fig.1-10).

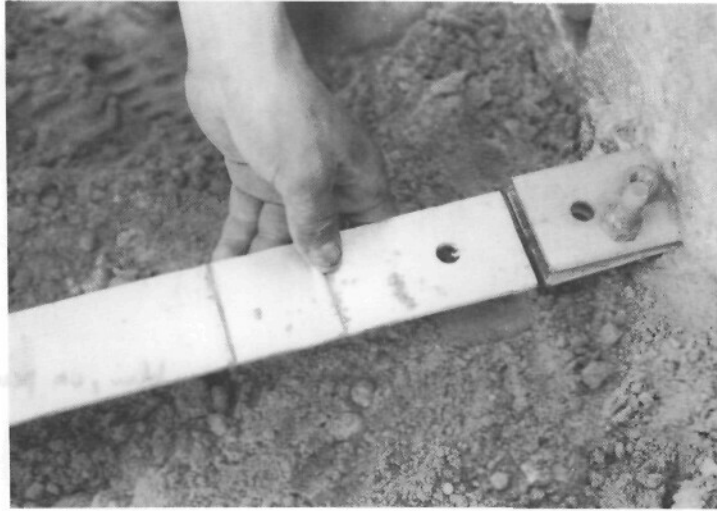


Fig. 1-10 : Armature à haute-adhérence

1.1.5. Esthétique des ouvrages en terre armée

Le parement en écailles de béton est actuellement utilisé pour la presque totalité des ouvrages. Ce parement offre en particulier de plus grandes qualités architecturales que le parement métallique.

Il permet de réaliser des ouvrages avec des courbures continues en plan, qui s'intègrent généralement mieux dans l'environnement que des ouvrages strictement linéaires (Fig. 1-11 et 1-12).

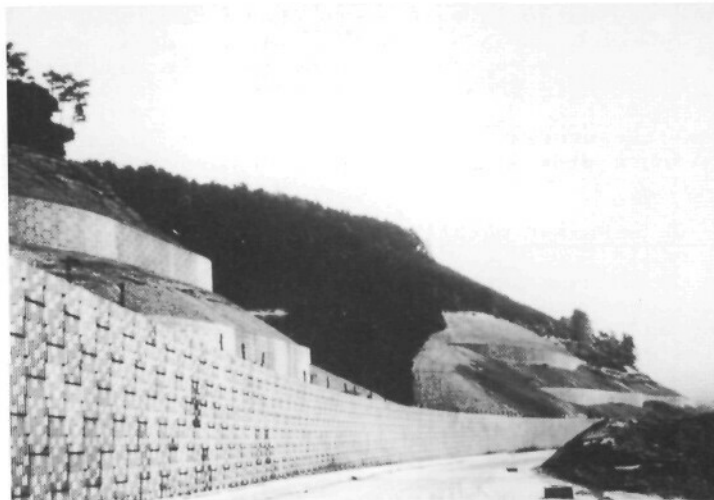


Fig. 1-11 : Col de Saverne



Fig. 1-12 : Culée de Révigny-sur-Ornain

Il assure un bon raccordement avec les autres ouvrages construits en béton, puisqu'il y a alors continuité dans le matériau utilisé (Fig. 1-13).

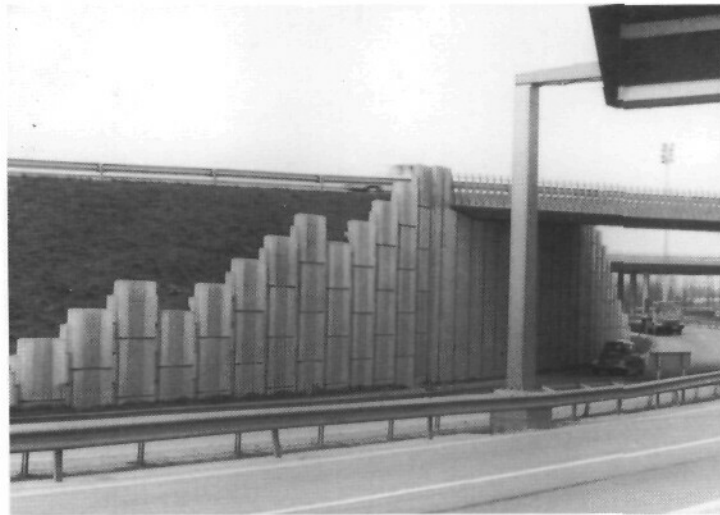


Fig. 1-13 : Culée à Lille

Outre l'effet de damier procuré par l'assemblage des écailles, le parement en béton offre des possibilités architecturales variées par une animation de l'élément standard. Celle-ci est obtenue facilement en mettant en place, lors de la fabrication des écailles, des fonds de moule spéciaux, qui créent des bossages et des nervures (Fig. 1-11, 1-13, 1-14 et 1-15).

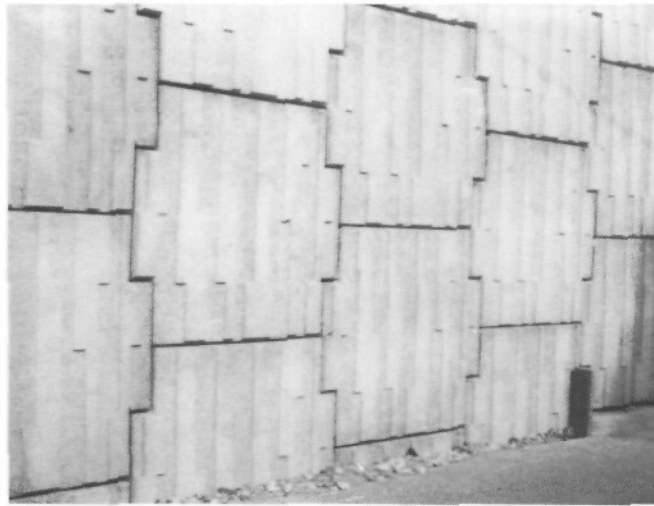


Fig. 1-14 : Ecaïlle architecturale (anti-affiche)

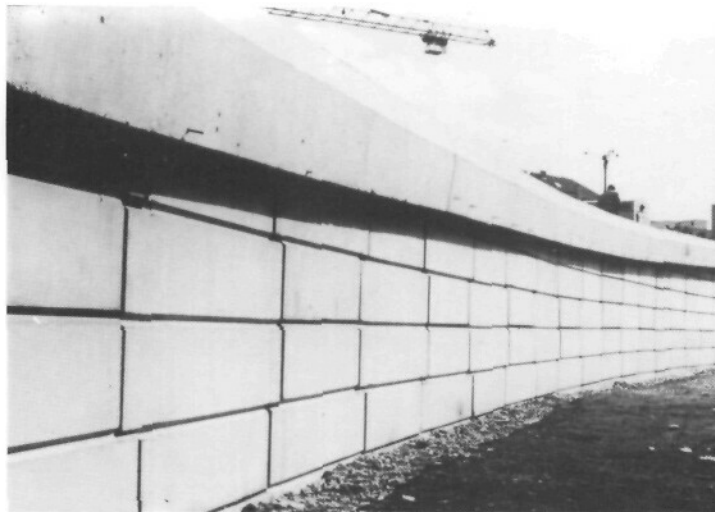


Fig. 1.15 : Mur à Strasbourg

Il existe actuellement plusieurs types d'écaïlles standards architecturales, dont l'une a été spécialement conçue pour empêcher le collage d'affiches sur les parements (Fig. 1-14). Leur utilisation implique un supplément de coût de l'ordre de 12% par rapport aux écaïlles classiques. Le maître d'oeuvre a également la possibilité de commander par l'intermédiaire de l'architecte, des motifs spéciaux.

1.1.6. Autres ouvrages

En dehors des ouvrages de soutènement et des culées de pont qui font l'objet du présent document, les autres types d'ouvrages suivants ont été réalisés et bénéficient maintenant d'une certaine expérience:

- merlons de protection
- murs inclinés
- réservoirs et bassins de rétention
- barrages déversants
- semelles et radiers

1.2. CLASSIFICATION DES OUVRAGES EN TERRE ARMEE

Pour la conception des ouvrages, leur dimensionnement, leur surveillance et le choix des matériaux, on fera référence à une classification basée sur les trois critères suivants :

- la durée de service minimale prévue,
- les conditions d'agressivité du site,
- les conséquences économiques ou logistiques de la ruine éventuelle de l'ouvrage.

1.2.1. Notion de durée de service

La durée de service des ouvrages en terre armée est liée à la durabilité des armatures en contact avec le sol et l'eau qu'il contient. Dans le cas des armatures métalliques, cette durabilité dépend essentiellement de la nature et de l'intensité des phénomènes de corrosion (cf. § 3.1.2.1)

Le projeteur doit dimensionner un ouvrage en terre armée pour une durée de service fixée qui est une donnée du projet. Il faut distinguer la durée de service minimale prévue et la durée de service probable, qui peut être bien supérieure.

Si un ouvrage est prévu pour une durée de service t , il doit offrir au bout de ce temps t une sécurité en accord avec les règles de justification en vigueur au moment de sa réalisation (cf. § 2). Il est donc nécessaire que les armatures soient prévues avec un surépaisseur de métal correspondant à la masse présumée dissoute par corrosion au bout du temps t . Les valeurs de cette surépaisseur en fonction de la durée de service minimale sont données au § 3.1.2.3.

Il n'existe pas à l'heure actuelle de texte réglementaire précis sur les durées de service minimales des ouvrages d'art en général.

Pour les ouvrages en terre armée à haut niveau de sécurité souhaité (cf § 1.2.4.), il est recommandé de contrôler périodiquement l'état des armatures grâce à des témoins de durabilité ; il s'agit d'échantillons d'armatures enterrés dans le remblai et faciles à extraire de l'extérieur du parement. Le nombre, l'emplacement et la fréquence d'extraction de ces témoins sont précisés aux § 1.3.1.5. et 5.1.4.

1.2.2. Classification en fonction de la durée de service

On définit trois classes :

- les ouvrages "provisoires" à durée de service minimale de 5 ans,
- les ouvrages "temporaires" à durée de service minimale de 30 ans,
- les ouvrages "permanents" à durée de service minimale de :
 - . 70 ans pour les constructions ordinaires (ouvrages de soutènement principalement),
 - . 100 ans pour les culées de ponts, et plus généralement pour tous les ouvrages à haut niveau de sécurité (cf § 1.2.4.)

1.2.3. Classification en fonction de l'agressivité du site d'implantation

ation.

On distingue quatre classes :

- les ouvrages "terrestres hors d'eau" : ce sont les ouvrages qui ne sont jamais immergés,
- les ouvrages "exposés aux eaux douces" : ce sont les ouvrages qui peuvent être totalement ou partiellement, en permanence ou temporairement, immergés dans des eaux dont la salinité caractérisée par la teneur en ions chlorures (Cl^-) et en ions sulfates (SO_4^{--}), permet de les classer en eaux potentiellement potables : $[Cl^-]$ 250 mg/l et $[SO_4^{--}]$ 250 mg/l.

- les ouvrages en "site maritime" : ce sont les ouvrages qui peuvent être immergés totalement ou partiellement, en permanence ou temporairement, en eau de mer ou en eau saumâtre ou soumis à l'action directe des vagues et des embruns. On désigne par eaux saumâtres, l'eau des embouchures de fleuves, des lagunes, et d'une façon générale toute eau dont la salinité est intermédiaire entre celle des eaux douces et des eaux de mer.

- les ouvrages "particuliers" : ce sont les ouvrages qui sont soumis à des conditions d'agressivité spéciale (ouvrages soumis à des courants vagabonds, ouvrages de stockage ou de protection pour liquides agressifs...).

1.2.4. Classification en fonction du niveau de sécurité souhaité

On distingue deux classes :

- les ouvrages "ordinaires" : ce sont essentiellement les murs de soutènement,

- les ouvrages "à haut niveau de sécurité" : ce sont principalement les culées de pont, les ouvrages supportant une voie ferrée, les barrages..

1.3. CONCEPTION DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

(ouvrages de soutènement et culées de pont)

1.3.1. Éléments généraux

1.3.1.1. Comparaison avec les ouvrages en terre et les ouvrages en béton.

a) Les ouvrages en terre armée présentent une grande analogie avec les ouvrages en terre et notamment avec les remblais :

- sur le plan de la construction : ils peuvent être édifiés par étapes et la terre est mise en oeuvre par couches successives et le plus souvent compactées.

- sur le plan de la déformabilité : ils peuvent subir sans dommage des tassements différentiels plus importants qu'une structure en béton et peuvent ainsi reposer sur des sols de fondation plus médiocres.

b) Les ouvrages en terre armée sont massifs et fonctionnent comme des ouvrages poids. Leurs parements verticaux permettent de limiter notablement les emprises par rapport aux remblais classiques, mais la construction des ouvrages en déblai nécessite des fouilles généralement plus importantes que les autres types d'ouvrages de soutènement.

c) Malgré cette analogie avec les ouvrages en terre, les projets d'ouvrages en terre armée se font suivant une conception et une justification proches de celles des ouvrages d'art, et notamment des ouvrages en béton armé par suite du caractère composite du matériau utilisé.

1.3.1.2. Déformabilité.

Comme pour les ouvrages en terre, les déformations d'un massif en terre armée proviennent des déformations propres du remblai et du tassement des sols de fondation.

1.3.1.2.1. Tassements propres du remblai.

L'ouvrage en terre armée, par suite de la présence des armatures, tasse moins que le remblai de même hauteur, réalisé avec le même matériau et compacté avec la même intensité.

Si des venues d'eau ne viennent pas affecter les caractéristiques mécaniques du remblai on peut considérer que les tassements propres d'un massif en terre armée bien compacté sont négligeables (de l'ordre de quelques millièmes de la hauteur).

1.3.1.2.2. Tassements du sol de fondation.

La déformabilité du matériau terre armée est par elle-même assez grande. Les déformations admissibles des ouvrages ne sont limitées que par la déformabilité longitudinale du parement et par la destination de l'ouvrage (soutènement de remblai, ouvrage porteur d'une chaussée ou d'une charge concentrée).

Deux cas sont à distinguer :

a) Si des tassements différentiels importants se développent en cours de montage (dans le cas par exemple de réalisation en phases successives sur terrains très compressibles), les joints en tête de mur risquent de se fermer ou de s'ouvrir. Il peut être alors difficile, voire impossible, de placer les écailles supérieures, surtout pour les murs hauts. Il faut dans ce cas prévoir de décaler les parements des différentes tranches (fig. 1-21), ou réaliser des joints de coupure munis de couvres-joints (fig. 1-22).

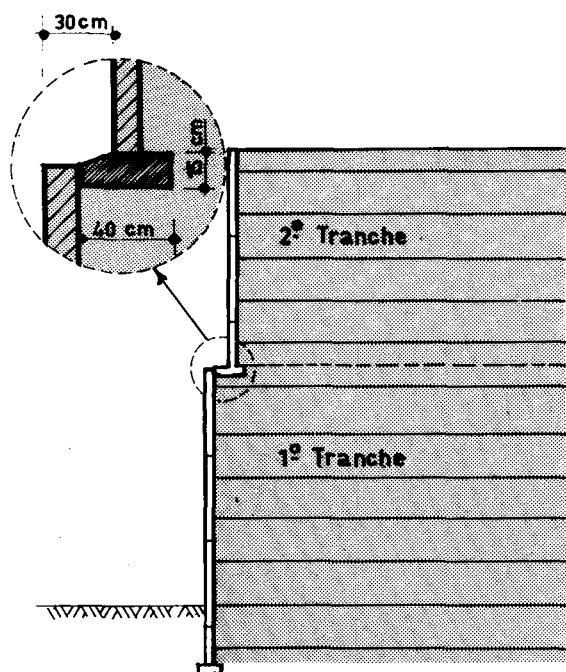


Fig. 1-21
Massif construit en deux
phases décalées dans le temps

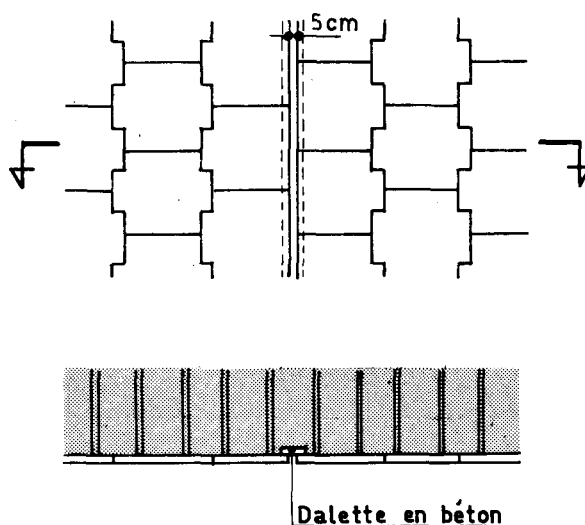


Fig. 1-22
Joints verticaux dans les
parements à écailles de béton

b) des tassements différentiels* longitudinaux totaux importants, de l'ordre de 5%, peuvent engendrer des désordres dans le parement (fissures et cassures des écailles ou déchirures des éléments métalliques) préjudiciables à l'aspect et éventuellement au comportement à long terme de l'ouvrage, par suite d'écoulements locaux du matériau de remblai.

Le tassement différentiel admissible pour les parements standards est fonction de la hauteur du mur. Un ouvrage d'une quinzaine de mètres de hauteur s'adapte sans dommage à un tassement différentiel longitudinal de l'ordre de :

- 1% pour les parements en écailles de béton,
- 2% pour les parements métalliques.

Lorsque les tassements attendus sont supérieurs à ces valeurs, on ménage dans le parement des coupures verticales munies de couvre-joints, soit aux points les plus exposés, soit à intervalles réguliers, de l'ordre de 10 à 20 m (fig. 1-21).

1.3.1.3. Sécurité vis à vis de la rupture du sol de fondation.

Un ouvrage en terre armée se comporte comme un remblai vis à vis de la rupture du sol de fondation. La grande surface de la fondation et l'aptitude de la terre armée à supporter des tassements différentiels importants permettent d'adopter vis à vis du poinçonnement un coefficient de sécurité plus faible que dans le cas de semelles de fondations, dans le rapport de 3/4 en général (cf. § 2.4.5.1.).

*Le tassement différentiel est défini par le rapport de la différence des tassements de deux points, initialement dans le même plan horizontal, à leur distance.

Lorsque le sol de fondation est très médiocre, il peut être nécessaire d'améliorer sa capacité portante. Les techniques de construction et d'amélioration doivent être étudiées et définies en liaison avec un géotechnicien. Parmi ces techniques, on peut envisager :

- substitution de couches médiocres par un bon sol, éventuellement traité,
- préchargement,
- consolidation dynamique,
- mise en oeuvre de colonnes ballastées,
- exécution de drains verticaux pour accélérer la consolidation.

Dans certains cas, on peut également avoir recours à un allègement du massif par utilisation d'un remblai de granulats légers (argile ou schiste expansé).

1.3.1.4. Reconnaissance géotechnique.

Son importance dépend du type de l'ouvrage à construire en liaison avec les informations déjà existantes sur le terrain de fondation. Dans la plupart des cas, elle doit aller au-delà des essais d'identification classiques et comporter des essais mécaniques (essais en place, ou essais sur échantillons en laboratoire). Elle doit toujours être progressive.

1.3.1.4.1. Reconnaissance normale.

a) Les murs : d'une façon générale, les ouvrages en terre armée doivent faire l'objet d'une reconnaissance normale, comportant essentiellement des essais en place au pénétromètre statique (un essai tous les 30 à 40 m) ou au pressiomètre (un essai tous les 60 à 80 m).

Lorsque des informations antérieures (reconnaissance générale, autres ouvrages) ont permis de conclure à la présence d'un bon terrain de fondation homogène (rocher, sables et graviers compacts), on peut cependant se dispenser de cette reconnaissance normale.

Elle peut également, dans le cas de sols de mauvaise qualité géotechnique, conduire à une reconnaissance spécifique.

b) Les culées : la reconnaissance doit être aussi complète que pour une culée classique. Elle doit comporter des essais mécaniques précis, par exemple un à deux sondages pressiométriques de 10 à 15 m de profondeur par culée (cf. dossier FOND 72).

1.3.1.4.2. Reconnaissance spécifique.

Elle nécessite la collaboration d'un géotechnicien.

a) Ouvrages sur sols très compressibles : la reconnaissance spécifique doit permettre l'étude de la stabilité et des tassements. Les recommandations du LCPC pour l'étude des remblais sur sols compressibles sont applicables aux ouvrages en terre armée. Des essais pénétrométriques renseignent sur l'épaisseur et l'hétérogénéité de la zone compressible. Il est nécessaire de prévoir au minimum un sondage tous les 60 m avec prélèvement d'échantillons intacts, et un essai scissométrique tous les 40 m.

b) Ouvrages sur versant instable : la reconnaissance doit se faire par sondages avec prélèvements d'échantillons intacts pour obtenir les caractéristiques nécessaires aux études de stabilité à court terme et à long terme.

Elle doit également comprendre une étude hydrogéologique, avec pose de piézomètres.

La densité des essais est déterminée par le géotechnicien.

1.3.1.5. Dispositif de contrôle de l'état des armatures.

Dans les ouvrages à haut niveau de sécurité, il convient de contrôler périodiquement l'état des armatures vis à vis des phénomènes de corrosion. Ce contrôle est organisé à l'avance par la pose de témoins de durabilité au moment de la construction ; il doit donc être décidé et prévu dans la conception de l'ouvrage.

Les témoins de durabilité sont des échantillons d'armatures de 60 cm de longueur du même type que celles utilisées dans l'ouvrage. Ils sont placés dans le remblai du massif armé, au moment de la construction, en regard de manchettes réservées dans des écailles spéciales, et sont équipés d'un attelage d'extraction (Fig. 1-23).

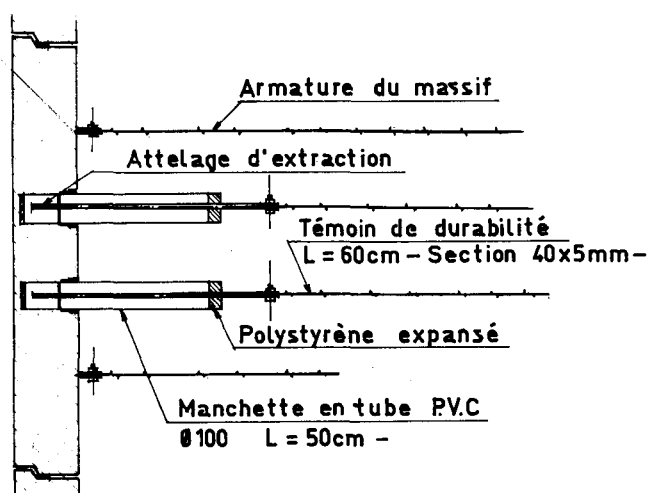


Fig. 1-23 : Dispositif pour les témoins de durabilité

Chaque témoin est numéroté et pesé au centigramme près avant sa mise en place, et son emplacement est repéré sur le plan de pose. Une carte en matière plastique, sur laquelle sont gravés le numéro du témoin et son poids, est placée dans le tube de l'attelage d'extraction. Les écailles spéciales réservées à l'extraction de témoins sont munies dans un de leurs coins d'un repère distinctif et sont par ailleurs repérées sur le plan d'exécution.

L'extraction des témoins nécessitant l'emploi d'un petit vérin, les écailles spéciales correspondantes doivent être placées en des points du parement faciles d'accès, légèrement au-dessus de la base de l'ouvrage, ou éventuellement sous le sommier dans le cas d'une culée, à condition de pouvoir mettre en place un échafaudage.

Chaque écaille spéciale peut être munie de quatre témoins, et il faut en général prévoir trois ou quatre écailles par ouvrage.

1.3.1.6. Disposition des armatures.

En règle générale, les armatures sont placées horizontalement et perpendiculairement au parement (Fig. 1-24). Dans certains cas où le chantier nécessite une bonne évacuation des eaux, les lits d'armatures sont placés avec une légère pente vers l'arrière du massif.

Dans le cas où deux armatures sont fixées à une même amorce, il convient de les dévier légèrement en plan afin que toute leur surface puisse être mobilisée à l'adhérence.

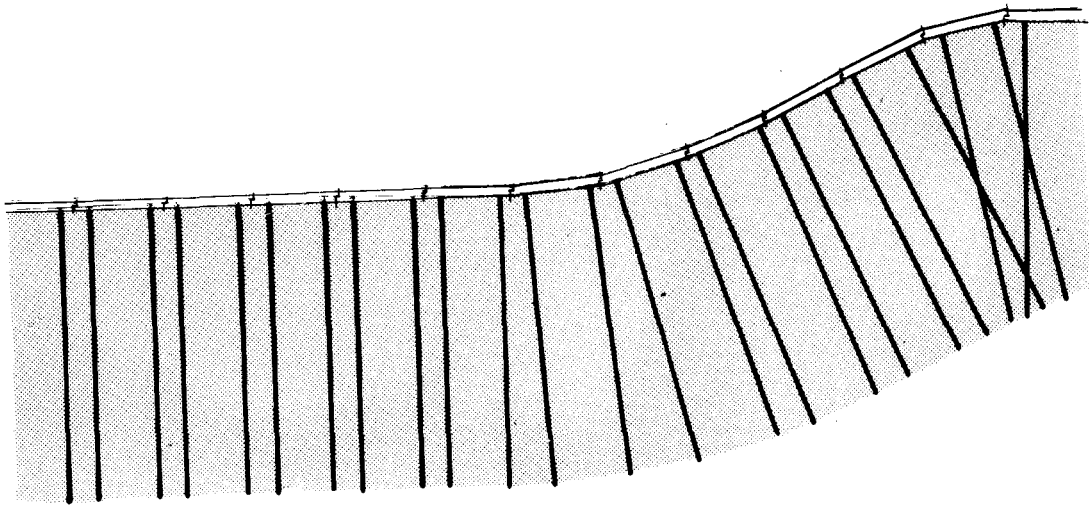


Fig. 1-24 : Disposition générale des armatures

1.3.1.6.1. Ouvrages présentant des angles aigus.

Le raccordement entre un ouvrage en terre armée et un autre ouvrage peut conduire à une partie de massif présentant en plan un angle aigu (Fig. 1-25). Dans cette partie les armatures ne peuvent plus être placées perpendiculairement au parement. Elles sont donc progressivement mises en biais de façon à ce qu'il n'y ait pas de discontinuité dans l'angle qu'elles font avec le parement (Fig. 1-25). L'exécution et la stabilité de telles parties conduisent à limiter à 70 gr le biais des armatures par rapport au parement.

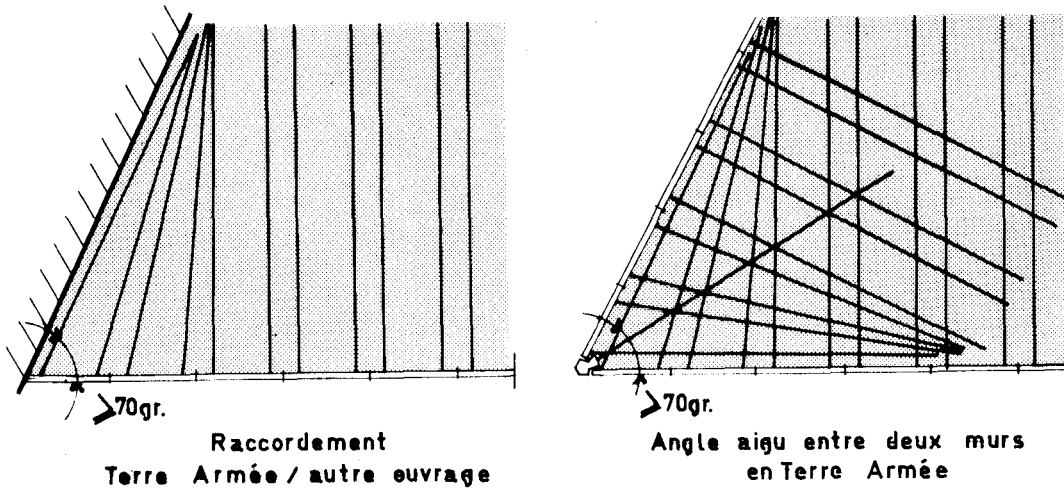


Fig. 1-25 : Ouvrages présentant des angles aigus

1.3.1.6.2. Murs à double parement.

Les murs à double parement peuvent avoir des longueurs d'armatures supérieures à leur demi-épaisseur (Fig. 1-26). Dans ce cas, à un même niveau, les armatures des deux parements sont, dans la mesure du possible, décalées les unes par rapport aux autres pour éviter un recouvrement préjudiciable au bon fonctionnement de la terre armée.

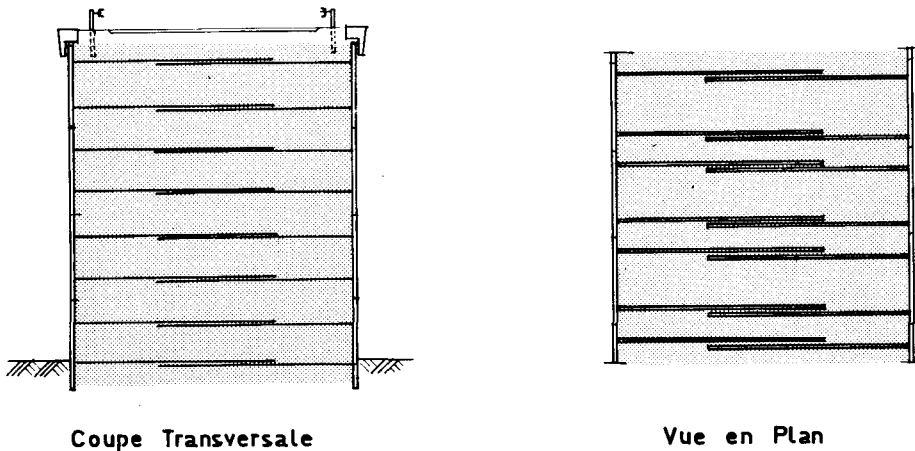


Fig. 1-26 : Ouvrages à double parement

1.3.2. Conception des ouvrages de soutènement

1.3.2.1. Emploi de la terre armée en ouvrages de soutènement.

Les ouvrages de soutènement en terre armée sont des ouvrages massifs poids, qui peuvent ou non supporter des surcharges.

On distingue les murs en remblai des murs en déblai, qui nécessitent une fouille assez importante dont il faut assurer la stabilité à court terme.

1.3.2.1.1. Domaines d'emploi.

La rapidité d'exécution, la préfabrication, la continuité avec les terrassements sont des éléments propres aux ouvrages en terre armée, dont il faut tenir compte dans la comparaison économique avec d'autres solutions.

De plus, les murs de soutènement en terre armée sont techniquement avantageux :

- lorsque le sol de fondation est de mauvaise qualité, conduisant à des tassements différentiels ou à une capacité portante incompatibles avec un ouvrage rigide,
- lorsque l'emprise vers l'avant de l'ouvrage est insuffisante, car, contrairement à d'autres ouvrages, ils peuvent être construits entièrement depuis l'arrière du parement.

1.3.2.1.2. Différents types d'ouvrages.

Les murs à fonction exclusive de soutènement sont peu influencés par les déformations et peuvent ne recevoir qu'un compactage limité à celui dû aux engins de terrassement. Il doit en être tenu compte dans les justifications (cf. § 2.3.3.3.).

Les murs supportant des chaussées ont un fonctionnement analogue à celui d'un remblai routier, et la chaussée assure une certaine constance de la teneur en eau.

Le fonctionnement des murs porteurs de charges concentrées est lié aux déformations du mur (tassements propres et tassements du sol de fondation).

Pour ces deux types de murs porteurs, le compactage joue un rôle essentiel. De plus la part prépondérante du tassement

est déjà obtenue en fin de construction du massif, sauf dans le cas de charges en tête très importantes ou de sols de fondation fins et saturés (tassements différés).

1.3.2.2. Protection contre les eaux. (ouvrages en site terrestre)

Dans tous les cas, les conditions hydrauliques dans le mur ou au voisinage de celui-ci sont à étudier, pour deux raisons principales :

- d'une part, la saturation du sol de remblai provoque une augmentation des efforts de traction dans les armatures dont il n'est normalement pas tenu compte dans les calculs justificatifs, et une diminution du frottement sol-armature lorsque ce sol comporte des fines (cf. § 2.3.3.3.).

- d'autre part, il convient de limiter les venues d'eau dans le remblai, surtout si elles sont susceptibles de contenir des agents agressifs pour les armatures, tels que les sels de déverglaçage.

1.3.2.2.1. Protection contre les eaux de ruissellement.

Cette protection est souhaitable pour les ouvrages en déblai et en remblai, afin d'éviter les infiltrations d'eau dans le remblai.

a) Pour un mur de soutènement supportant un remblai, une bonne protection consiste par exemple à disposer avec une pente d'au moins 5% une couche de terre végétaleensemencée sur une épaisseur de 40 cm environ. La pente est dirigée vers le parement du mur, et il n'y a aucun inconvénient à laisser l'eau s'écouler vers le parement, où elle s'évacue par les joints verticaux entre écailles (fig. 1-27). Un caniveau complet en béton, avec une évacuation par des barbacanes, n'est à conseiller que si un entretien régulier peut être assuré, sinon il risque de se créer des zones d'accumulation de l'eau.

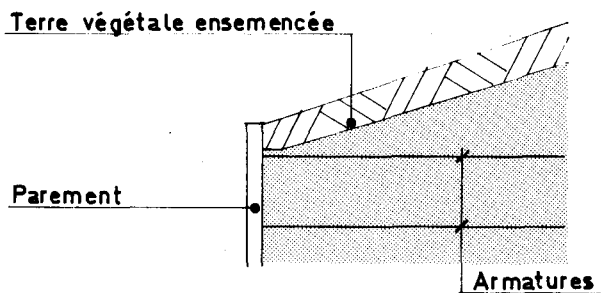


Fig. 1-27 : Protection contre les eaux de pluie

b) Pour un mur porteur de chaussée, il est nécessaire de protéger les armatures contre les infiltrations d'eaux chargées d'agents agressifs (sels de déverglaçage par exemple). Cette protection passe par la réalisation d'une chaussée et de caniveaux imperméables, ainsi que les abords immédiats ; un soin particulier doit être apporté à l'exécution.

A titre de complément, il peut être souhaitable de disposer sous la couche de fondation un matériau drainant, isolé du remblai en terre armée par une membrane étanche disposée avec une pente vers l'intérieur du massif d'au moins 5% (fig. 1-28). Cette membrane doit être suffisamment résistante pour ne pas être déchirée ou perforée lors de la mise en oeuvre.

Dans le cas d'une barrière de sécurité de type B.H.O., il convient de veiller à ce que les poteaux de cette barrière ne traversent pas la membrane, créant ainsi des cheminements préférentiels de l'eau. Des exemples de dispositions sont montrés sur les fig. 1-28 b et c. La fig. 1-28 b est la disposition la plus simple lorsqu'il n'y a pas de problème d'emprise : la membrane est surmontée par une couche drainante, et la longueur des supports est de 1,50 m. La fig. 1-28 c est une solution possible en cas d'emprise limitée : les supports, d'une longueur de 1,20 m, sont noyés dans un massif en béton.

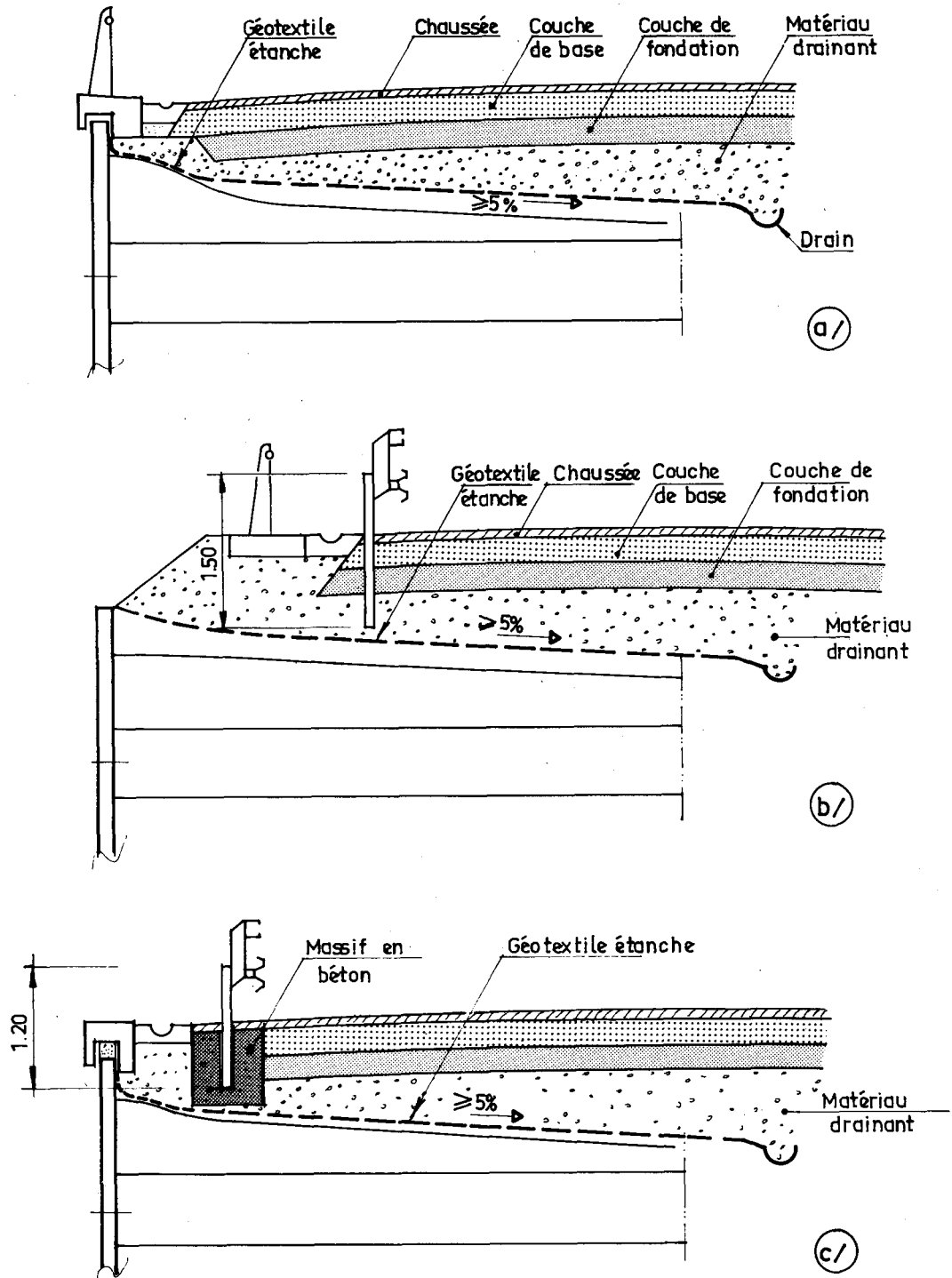


Fig. 1-28 : Exemples de protection sous chaussée contre les eaux de ruissellement.

1.3.2.2.2. Drainage.

Un drainage général est superflu :

- Pour les murs en remblai, si la protection contre les eaux de ruissellement est efficace.
- Pour les murs en déblai exécutés avec un matériau bien drainant (sols de la classe D de la classification des "Recommandations pour les Terrassements Routiers" cf. § 4.1.1.2.3.).

Dans le cas de murs en déblai exécutés avec un matériau peu drainant, il est nécessaire de recueillir et d'évacuer les eaux d'infiltration, en prévoyant un drainage à l'arrière et éventuellement sous le massif (fig. 1-29). La couche drainante sous le massif est à déconseiller si l'ouvrage est fondé sur des sols très perméables (éboulis par exemple), afin d'éviter des infiltrations dans la pente, mais il faut alors évacuer les eaux provenant du drain arrière. Ce drainage sera généralement constitué par une couche filtrante, couche sablo-graveleuse dont la granulométrie est déterminée en fonction de celles du terrain naturel et du remblai (cf. dossier MUR 73). Si les conditions de filtre ne sont pas obtenues, il est souhaitable d'interposer entre la couche drainante et le terrain naturel un matériau synthétique non tissé, en s'assurant qu'il ne risque pas de se colmater dans le temps.

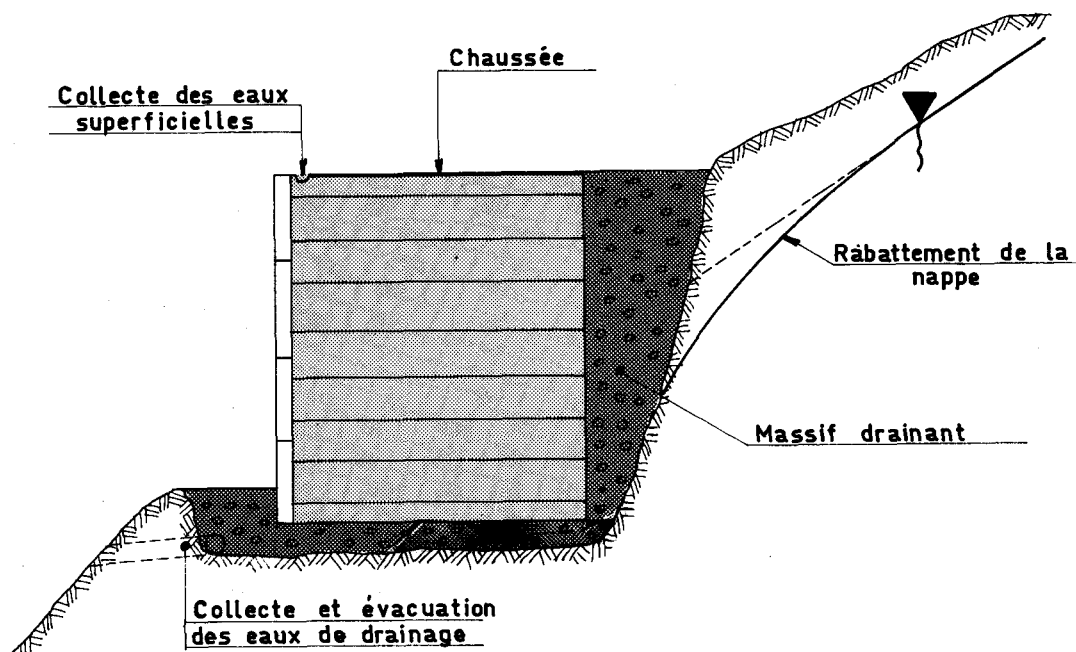


Fig. 1-29 : Drainage des murs en déblai

L'emplacement et les pentes des tranchées ou collecteurs destinés à évacuer les eaux de drainage sont fonction de la géométrie de l'ouvrage.

1.3.2.3. Equipements.

1.3.2.3.1. Dispositifs de sécurité.

Le choix et l'implantation des dispositifs de sécurité sont traités dans le fascicule 61 du dossier-pilote GC 77 du SETRA. Il est nécessaire que le dispositif soit choisi dès

le stade de l'APD, car il influe sur le profil en travers de la chaussée et donc sur l'implantation du mur. On peut apporter des modifications aux prescriptions du dossier GC 77 dans la mesure où existent des éléments justificatifs (observations, expérimentations, essais préalables).

Pour les barrières BHO, il convient d'examiner assez tôt avant le début des travaux leur implantation, qui doit être étudiée en fonction de la présence des armatures dans le sol.

De même que pour les remblais, il convient également d'examiner les problèmes de raccordement entre dispositifs de types différents lorsqu'on passe de l'ouvrage en terre armée à un ouvrage d'art. On se reportera aux indications fournies dans le dossier-pilote GC 77.

1.3.2.3.2. Corniches.

Il est possible de couronner le parement en écailles des murs en terre armée par des corniches en béton préfabriquées ou coulées en place (fig. 1-30).

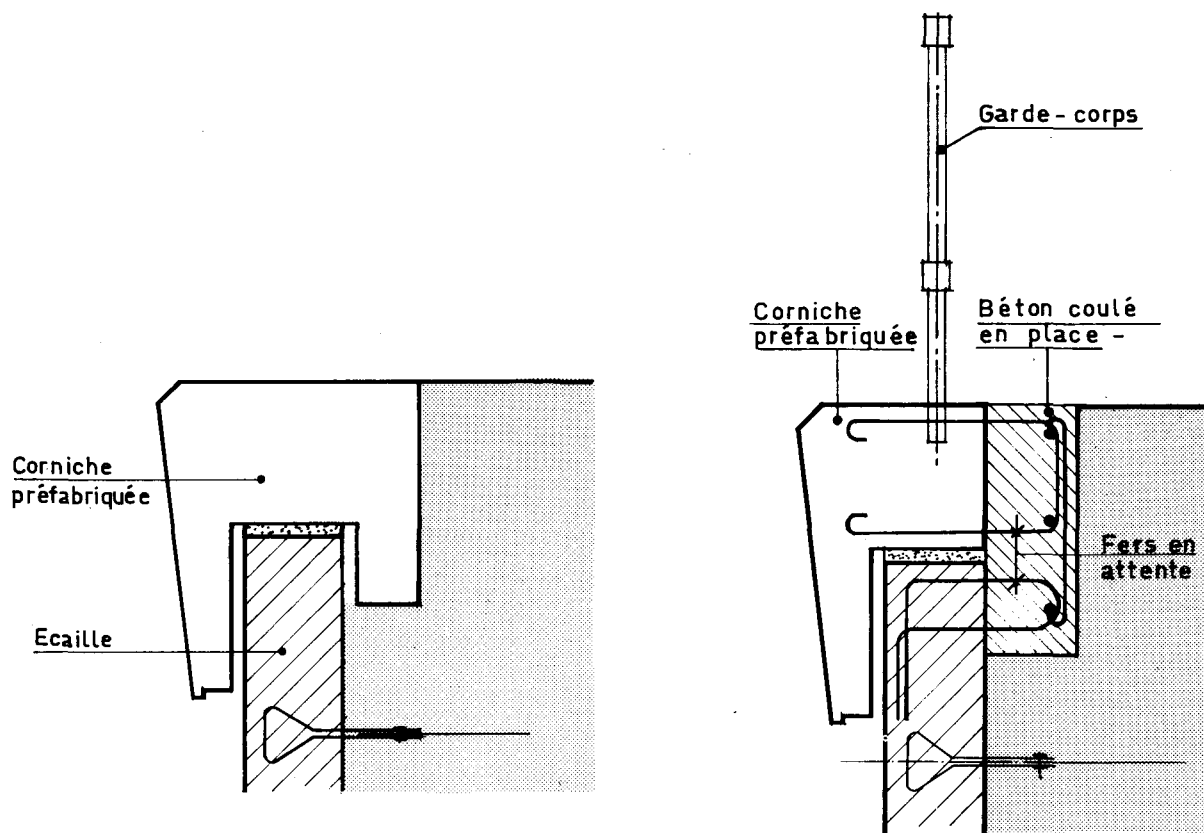


Fig. 1-30 : Schémas de corniches

Si les ouvrages sont appelés à subir des tassements différentiels, il importe que de ne réaliser le couronnement que le plus tard possible. Il est recommandé par ailleurs d'utiliser des éléments de même module que les écailles, de telle façon que les joints du couronnement prolongent ceux du parement, et de couper aux mêmes endroits la longrine d'assemblage. (fig. 1-31).

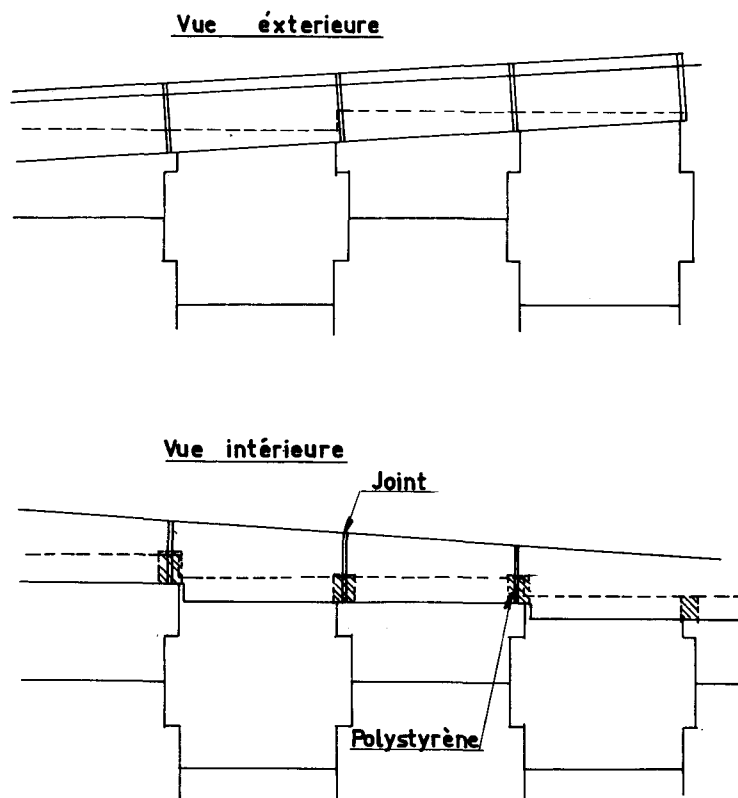


Fig. 1-31 : Détails de mise en place des corniches pour murs sur sols compressibles

1.3.2.4. Cas particulier des murs sur sol en pente.

La conception d'ouvrages en terre armée est souvent retenue sur les versants proches de la limite de stabilité. Dans de nombreux cas où les mouvements du versant sont notables la terre armée s'avère être d'ailleurs une des seules techniques possibles. Cependant la conception de ces ouvrages doit répondre à des exigences parfois contradictoires :

- minimiser le volume des fouilles et assurer leur stabilité à court terme, soit en réduisant la fiche, soit en raccourcissant les armatures en bas du mur,
- améliorer la stabilité externe de l'ouvrage en cherchant à approfondir les surfaces de rupture potentielle par une augmentation de la fiche et de la largeur du mur.

La conception résulte d'un équilibre entre ces deux impératifs et ne peut se faire qu'en étudiant, dès le stade de l'avant-projet, et avec l'aide d'un géotechnicien :

- la stabilité externe de l'ouvrage en liaison avec sa géométrie (cf. § 2.4.5.1.),.
- le mode d'exécution et de confortation éventuelle des fouilles (blindage, ancrages..).

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité générale à long terme de l'ouvrage doit être aussi proche que possible de celui de la pente naturelle (dans certains cas, la présence de l'ouvrage en terre armée peut même augmenter localement la stabilité générale). A cet effet il faut chercher à limiter la perturbation créée par la

construction du mur. On peut retenir :

- une disposition en gradins (voir Fig. 1-32) - (cf murs sur l'autoroute Roquebrune - Menton - 1968)
- une construction par plots (voir Fig. 1-33).

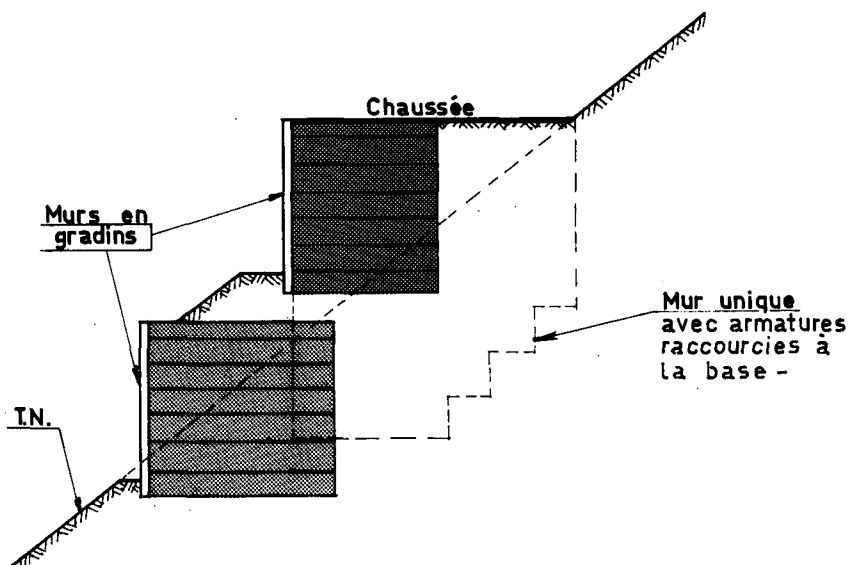


Fig. 1-32 : Disposition en gradins

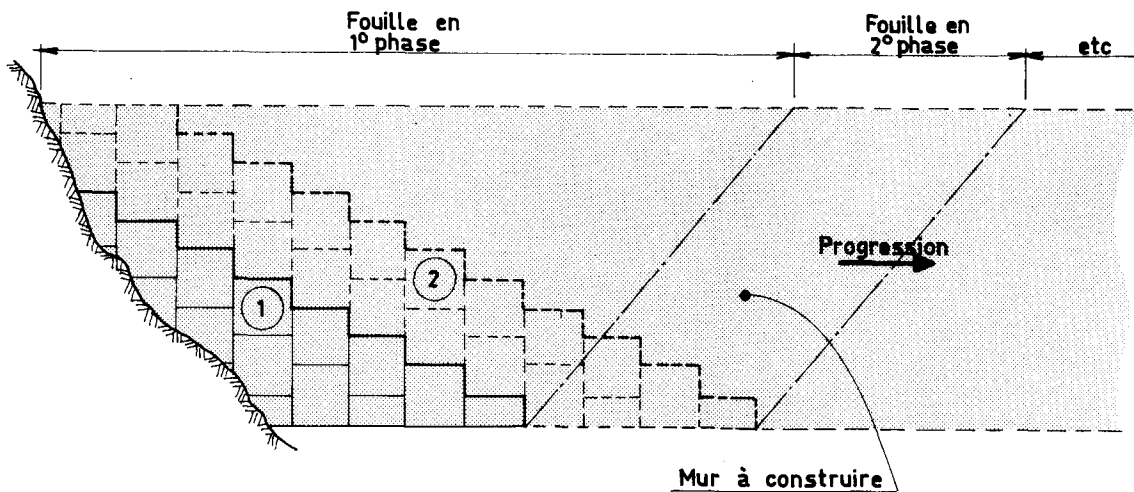


Fig. 1-33 : Construction par plots

Pour éviter des désordres dans le parement par suite des mouvements du terrain dans le cas de pente à la limite de la stabilité, il convient de placer dans celui-ci des joints verticaux à intervalles réguliers (cf. § 1.3.1.2.3. et Fig. 1-22).

1.3.2.5. Cas particulier des ouvrages en site aquatique (Murs de soutènement de voies sur berge et murs de quai).

La technologie présentée au § 1.1. ne permet de réaliser la construction qu'à sec. Leur conception est liée à la façon dont la nappe à l'intérieur du mur suit les fluctuations du niveau de l'eau à l'extérieur. Si la baisse du niveau est rapide ou de grande amplitude, il est souhaitable que le matériau de remblai du massif soit très perméable afin de diminuer le plus possible les surpressions d'eau à l'intérieur du massif, qui conduisent à des tractions supplémentaires dans les armatures et à une

diminution de la résistance à l'adhérence. Eventuellement, on intercalle dans le remblai courant quelques couches de matériau plus drainant, et on réalise derrière le parement un masque perméable de même nature. Dans certains cas, il peut être au contraire plus économique d'utiliser un matériau de moins bonne qualité et donc moins perméable, associé à une densité d'armatures plus importante.

Afin d'éviter que les circulations d'eau dans les joints verticaux du parement ne provoquent l'entraînement des éléments fins du remblai, ces joints sont couverts, du côté intérieur, par des bandes de filtre en géotextile plaquées contre les écailles (fig. 1-34).

Pour des raisons du même ordre, il est souvent nécessaire d'isoler le massif en terre armée du terrain sur lequel il est fondé (ou auquel il est adossé) par des filtres en remblai calibré, ou en nappes de géotextiles.

Les murs de quai, les soutènements sur berge de rivières (surtout si elles sont sujettes à des crues soudaines) doivent être bien protégés contre les affouillements. La fiche de ces ouvrages doit donc être suffisamment profonde, et au besoin protégés par des enrochements ou des gabions. On satisfait aussi de cette manière à la "condition de renard".

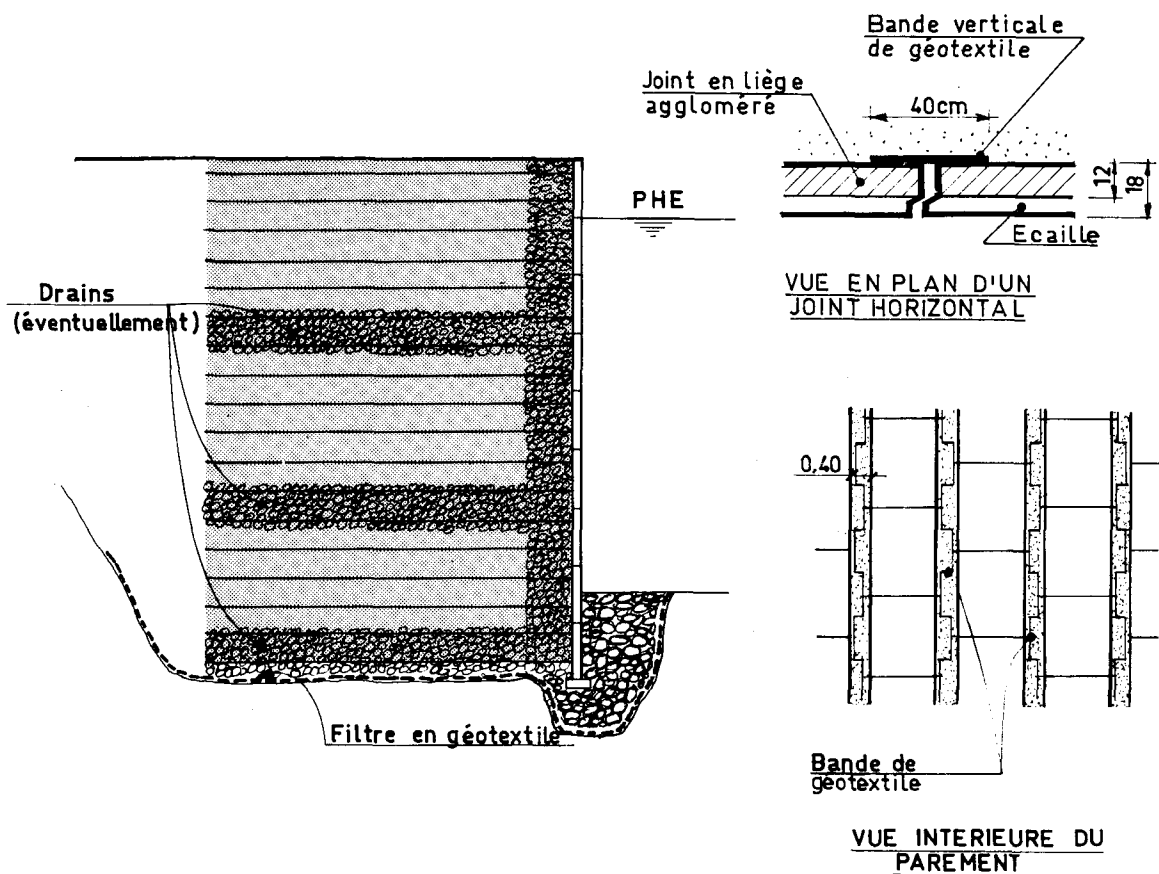


Fig. 1-34 : Exemple de conception des murs de soutènement de voie sur berge ou des murs de quai

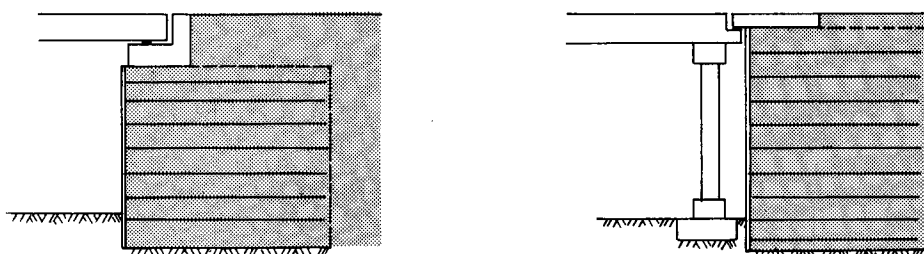
Toutes ces sujétions disparaissent dans le cas des ouvrages aquatiques lorsque le niveau de l'eau à l'extérieur varie peu ou très lentement.

1.3.3. Conception des culées de ponts

1.3.3.1. Généralités.

Les ouvrages en terre armée peuvent être utilisés comme culées d'ouvrages d'art ; ils sont alors à la fois soutènement du remblai d'accès et ouvrage porteur du tablier.

Dans certains cas, le tablier repose directement sur une pile-culée indépendante du mur en terre armée soutenant le remblai d'accès. Ce type d'ouvrage est appelé "culée mixte".



1) Culée en terre armée

2) Culée mixte

Fig. 1-35 : Conception des culées

1.3.3.2. Culées en terre armée.

1.3.3.2.1. Domaine d'emploi.

Les culées en terre armée permettent :

- la réalisation simultanée de la culée et du remblai d'accès dans le même chantier de terrassement,

- une continuité physique et mécanique entre la culée et le remblai d'accès, avec, en particulier des tassements voisins n'entraînant pas de discontinuité dans le profil en long de la chaussée. Cette continuité est intéressante en cas de sol de fondation médiocre où la technique de la terre armée éventuellement jointe aux techniques d'amélioration du sol de fondation exposées au § 1.3.1.3., permet d'économiser des fondations profondes.

1.3.3.2.2. Tassements.

Les indications générales données au § 1.3.1.2. sont valables pour les culées, mais il faut étudier les tassements du sol de fondation susceptibles de se produire à partir de la pose du tablier.

Pour des sols peu compressibles et assez perméables, les tassements postérieurs à l'exécution du tablier sont faibles par rapport aux tassements totaux, dès que la culée a une hauteur de 7 à 8 m et que la longueur de la travée ne dépasse pas 15 à 20 m, car leur majeure partie est obtenue à la construction de la culée.

a) Pour les ouvrages isostatiques, ces tassements ont une incidence mécanique limitée, mais il faut s'assurer que les caractéristiques de profil en long et de gabarit restent acceptables.

b) Pour les ouvrages hyperstatiques, il faut que ces tassements restent faibles à partir de la construction en phase hyperstatique (décintrement d'un pont-dalle, clavage d'une travée de rive pour un ouvrage en encorbellement). Il y a lieu alors de tenir compte de ces tassements dans le calcul du tablier. C'est pourquoi les

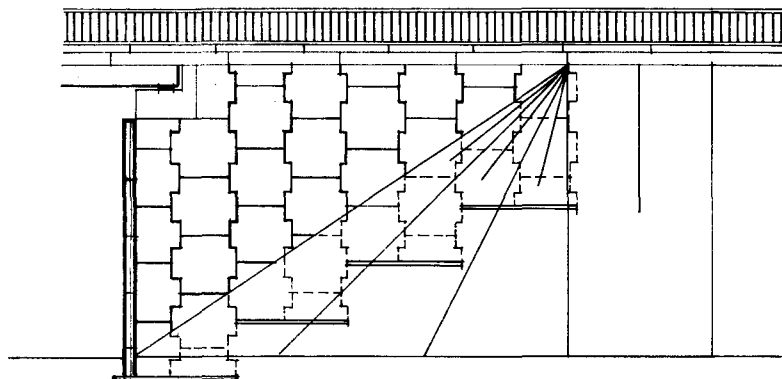
culées en terre armée pour les grands ouvrages hyperstatiques en béton précontraint ne doivent être utilisés que lorsque le tassement reste faible à partir de la mise en hyperstaticité du tablier.

1.3.3.2.3. Conception du massif en terre armée.

Dans toute section longitudinale par rapport au pont, le massif en terre armée doit avoir une géométrie rectangulaire (Fig. 1-36).

Le raccordement de la culée au remblai peut se concevoir de deux façons :

a) soit par une culée fermée avec murs en retour (Fig. 1-36). Cette solution est imposée lorsque le remblai d'accès est lui-même réalisé en terre armée.



Élévation d'un mur en retour

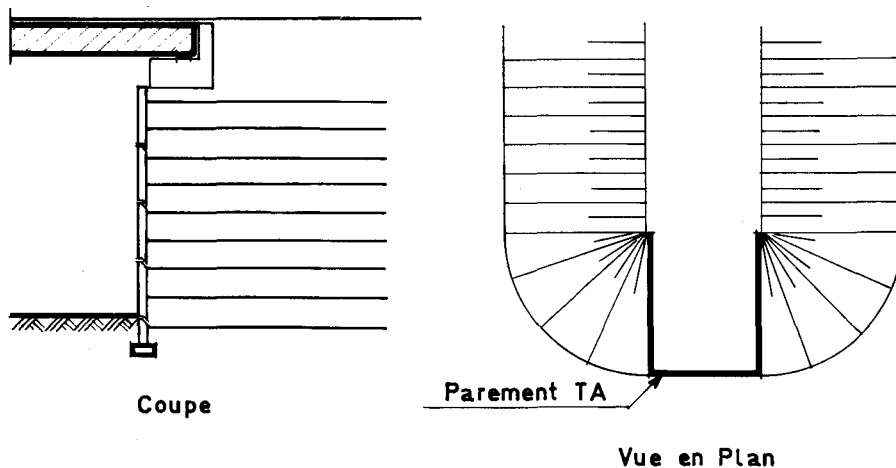


Fig. 1-36 : Culée fermée

Elle entraîne certaines sujétions de mise en oeuvre et d'équipements (plusieurs niveaux de semelles de réglage, nécessité d'attendre la réalisation du sommier pour exécuter le haut des murs en retour ; corniches, glissières de sécurité).

De plus lorsque le biais est important les culées fermées posent des problèmes d'exécution : difficultés de compactage dans l'angle aigu, nécessité de disposer des armatures en biais par rapport au parement.

b) soit par une culée ouverte, avec murs en aile. Les murs en ailes (terminés par exemple par des écailles coupées à 2/1) peuvent être alignés avec le mur de front, arrondis ou faire un angle avec ce mur (en particulier dans le cas de talus à 3/2) (Fig. 1-37).

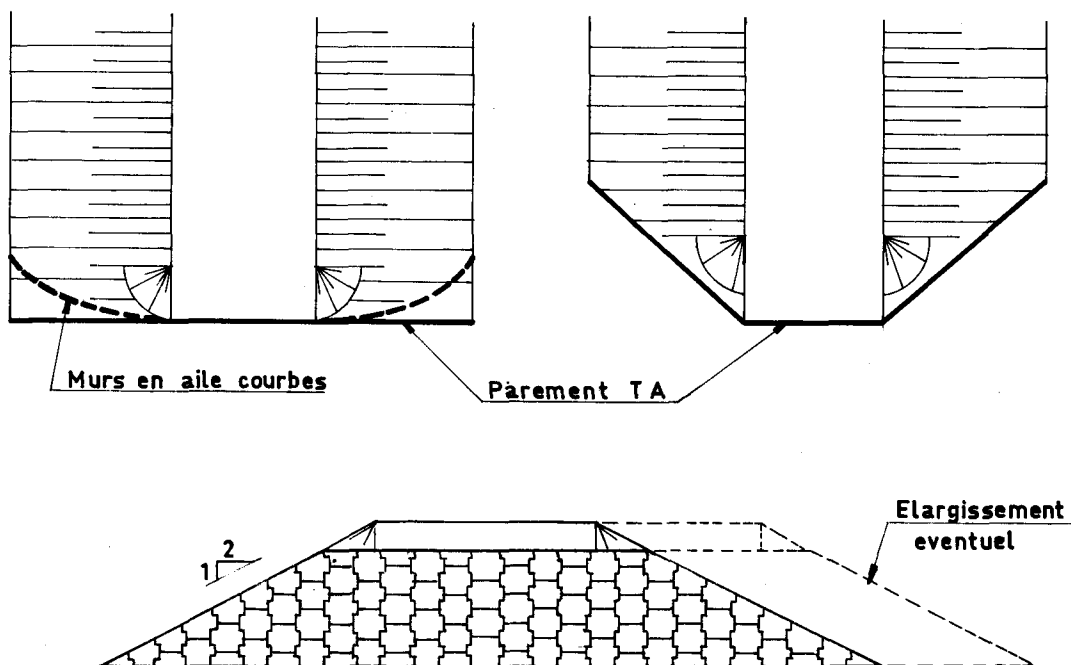


Fig. 1-37 : Culée ouverte

Cette solution est préférable dans tous les cas, lorsqu'elle est possible. Elle devient nécessaire pour les culées très biaises (biais inférieur à 70 gr), mais demande alors un épaissement local du remblai pour pouvoir placer les armatures supérieures, dont le biais par rapport au parement doit rester supérieur ou égal à 70 gr (Fig. 1-38).

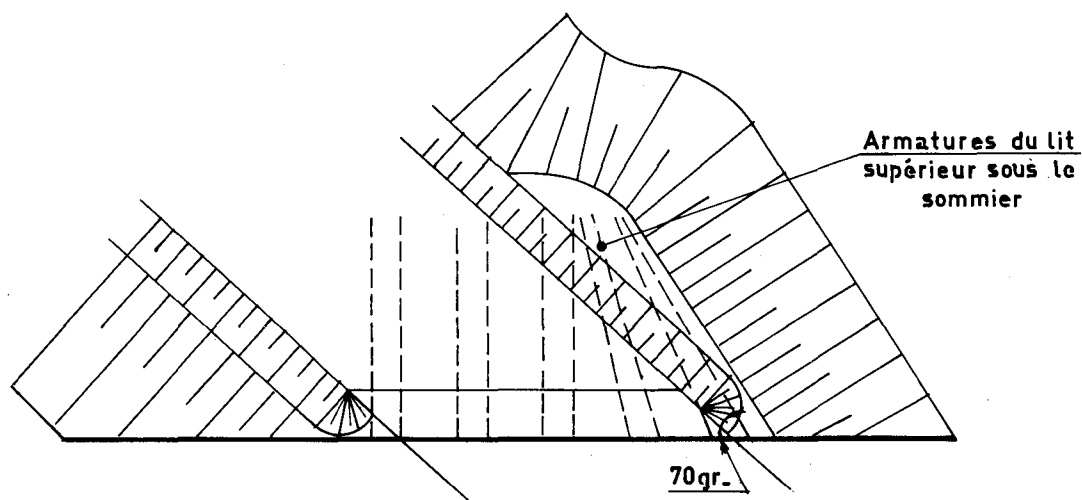


Fig. 1-38 : Culée ouverte très braise

Elle permet un élargissement économique ultérieur de l'ouvrage, à condition de placer le mur en aile en prolongement du mur de front (fig. 1-37).

1.3.3.2.4. Conception du sommier d'appui.

Comme pour toutes les culées, le sommier est conçu en fonction du tablier supporté, mais dans le cas de la terre armée, il doit satisfaire aux dispositions suivantes (Fig. 1-39) :

a) la largeur est telle que la pression qu'il transmet au massif en terre armée sous les actions permanentes, pression calculée selon la méthode de Meyerhof, est inférieure à 200 kPa à l'état limite ultime (cf. § 2.2.3.).

b) la distance de l'axe des appuis au nu extérieur du parement est au moins de 1 m.

c) De manière à répartir la charge, le sommier repose sur une couche de sol traité, d'une épaisseur minimum de 0,50 m, et englobant le premier lit d'armatures. On pourra utiliser le matériau de remblai, qui sera mis en oeuvre en deux couches, traité au ciment avec un pourcentage de 3 à 5%, selon la teneur en fines du matériau de base. On pourra également utiliser un béton maigre ou bien un matériau traité aux liants hydrauliques pour la chaussée, si celle-ci en comporte et si le planning de chantier y est favorable.

d) le nu avant du sommier d'appui est distant d'au moins 10 cm de la face arrière des écailles (15 cm pour les culées de hauteur supérieure à 10 m), afin de dissocier mécaniquement le sommier du parement en tenant compte des faux aplombs possibles à l'exécution. Dans le même but les sommiers formant corniche au-dessus du parement sont distants de celui ci d'au moins 5 cm.

e) la conception des sommiers (mur garde-grève, espace entre l'about du tablier et le mur garde-grève) est faite selon les critères développés dans la partie consacrée aux piles-culées du dossier PP 73. Le mur garde-grève, peut être supprimé lorsque le joint de chaussée ne s'impose pas, (conformément au dossier pilote JADE 68), sous réserve de veiller à la récupération des eaux de ruissellement (voir f).

f) les culées constituant des zones privilégiées d'écoulement des eaux contenant parfois des sels de déverglaçage, la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement doivent être étudiées pour éviter les infiltrations dans le massif en terre armée. Il convient de donner à la face supérieure du sommier une pente transversale, d'au moins 2%, ramenant les eaux dans une rigole. Cette rigole doit elle-même présenter une pente longitudinale et évacuer les eaux par des caniveaux ou collecteurs extérieurs au massif en terre armée et visitables, ou éventuellement intérieurs, si leur conception évite tout risque de fuite

g) la dalle de transition n'est pas nécessaire dans la majorité des cas où la hauteur de remblai au-dessus du niveau d'appui du sommier est inférieure à 2 m.

h) pour tous les ouvrages, il est utile de prévoir dès le stade du projet la possibilité de relever le tablier par des vérins, afin de reprendre d'éventuels tassements différés.

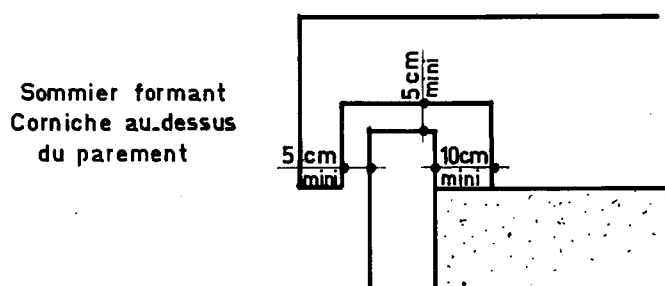
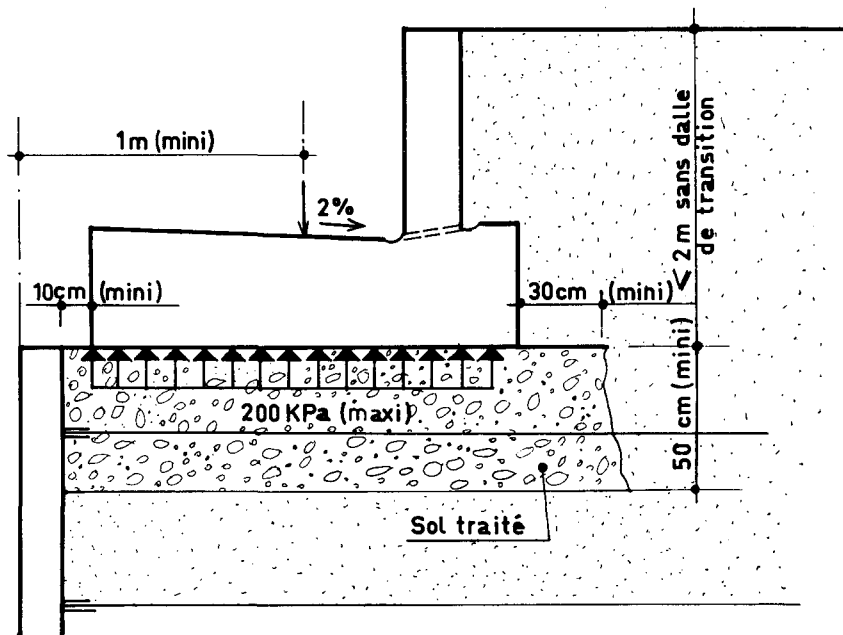


Fig. 1-39 : Conception du sommier d'appui

1.3.3.3. Les culées "mixtes".

1.3.3.3.1. Domaine d'emploi.

La solution de culée mixte permet de dissocier la fonction porteuse, assurée par une palée ou pile-culée, de la fonction soutènement, assurée par un massif en terre armée.

Elle semble préférable aux culées en terre armée pour les ouvrages d'art hyperstatique, lorsque le sol de fondation laisse prévoir de forts tassements différés. Elle est également intéressante lorsqu'il est prévu une extension de l'ouvrage, les piles-culées servant alors d'appuis pour les travées supplémentaires.

1.3.3.3.2. Emplacement des appuis.

Les appuis peuvent se trouver à l'intérieur ou à l'extérieur du massif en terre armée (fig. 1-40). Dans les deux cas, leur fondation est influencée par la présence du massif en terre armée.

a) les appuis à l'extérieur doivent être situés à une distance suffisante du parement (0,30 m minimum) soit pour en permettre une bonne exécution dans le cas où le massif est réalisé avant les appuis, soit dans le cas contraire, pour éviter que les écailles ne touchent la pile-culée par suite d'un déplacement du massif.

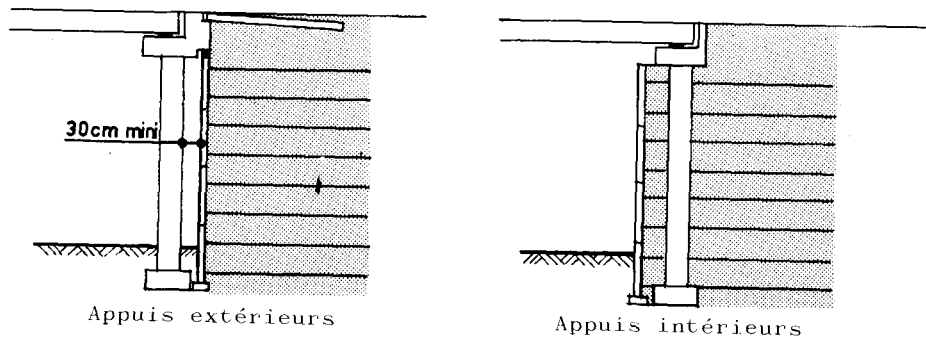


Fig. 1-40 : Conception des culées mixtes

b) les appuis à l'intérieur du massif en terre armée peuvent être soumis à des efforts horizontaux de la part du remblai. Il est donc nécessaire :

- soit de les dimensionner pour qu'ils résistent à ces poussées,
- soit de les isoler du remblai par une gaine mise en place au cours du montage, qui laisse un jeu suffisant et durable pour éliminer toute transmission de l'effort horizontal ($d > 15$ cm). Cette gaine doit pouvoir résister aux efforts de mise en oeuvre.

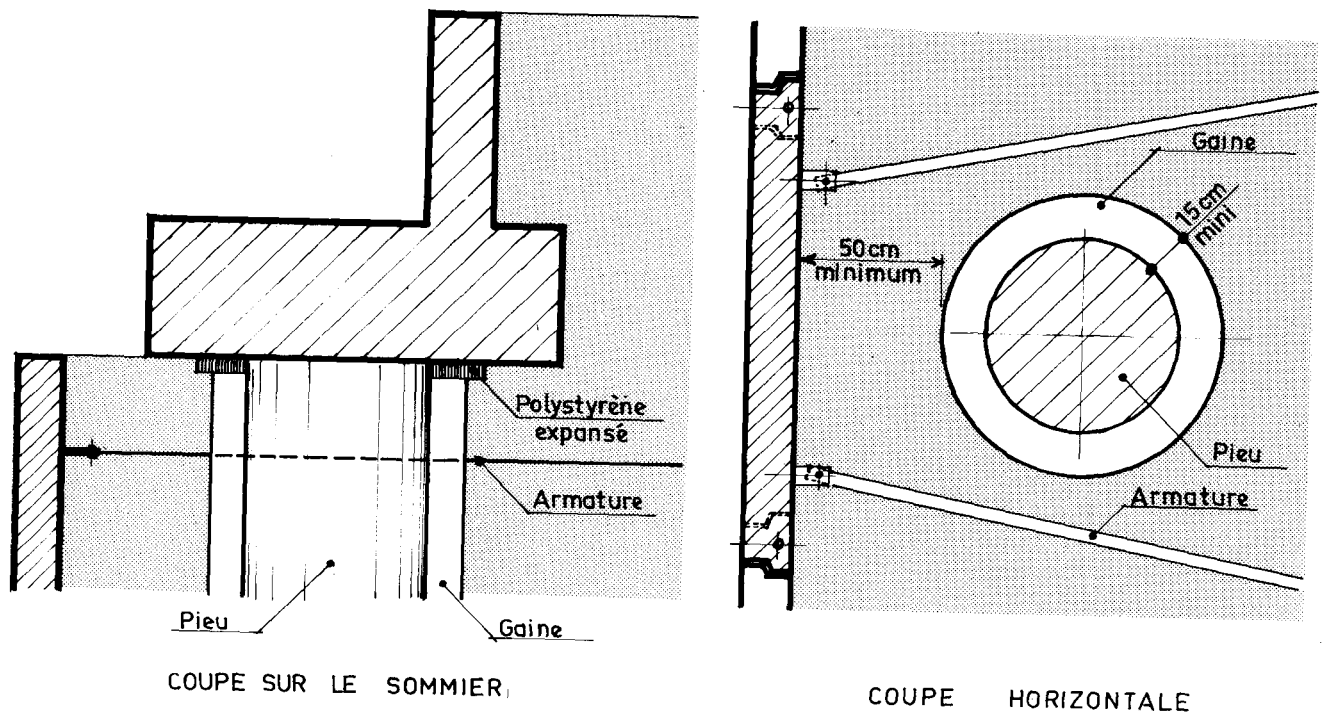


Fig. 1-41 : Culée mixte - Pieu isolé dans une chemise

Le gainage présente l'avantage de pouvoir réaliser les pieux forés à travers le massif sans risque de détériorer les armatures. Un deuxième chemisage étanche de bétonnage est nécessaire pour assurer éventuellement le jeu de 15 cm.

Dans tous les cas, il faut s'efforcer d'assurer un compactage correct autour de ces appuis en utilisant le même engin que pour le compactage au voisinage du parement (cf § 4.2.7.2.2.), et veiller à ce que les armatures ne soient pas en contact avec la chemise si celle-ci est métallique.

1.3.3.3.3. Fondations de l'appui.

Pour des fondations profondes, il est souhaitable d'exécuter les pieux ou barettes suffisamment longtemps après la construction du massif en terre armée, pour que les poussées latérales et les frottements négatifs aient diminué d'intensité (Fig. 1-42).

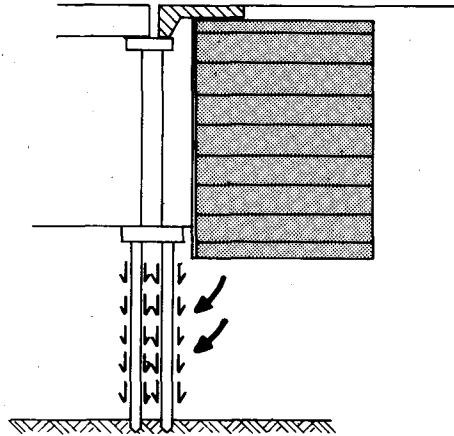


Fig. 1-42 : Interaction terre armée-pieux

Pour des fondations superficielles, il faut tenir compte de ce que les tassements sous le massif se transmettent en partie à la pile-culée.

1.3.3.3.4. Raccordement au remblai.

Le raccordement au remblai en terre armée se fait essentiellement par une dalle en béton armé analogue à une dalle de transition, La conception de ce raccordement dépend essentiellement :

- du type de tablier,
- de la fondation de la pile-culée,
- de la distance entre la pile-culée et le parement du massif terre armée.

Les schémas de la figure 1-43 indiquent deux dispositions possibles :

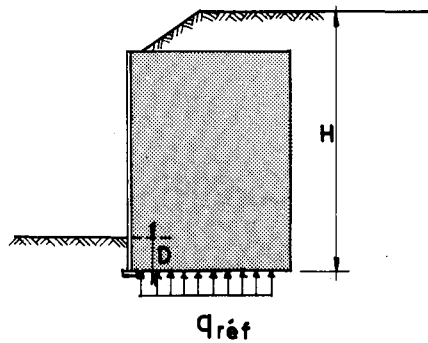


Fig. 1-45 : Définition de la fiche d'un ouvrage

La fiche D doit d'abord être déterminée en vue d'éviter à la fois un poinçonnement du sol sous le parement et un phénomène de "renard solide". Sa valeur dépend en outre des facteurs suivants :

- profondeur de gel lorsqu'elle est faible (d'autres procédés peuvent être utilisés dans des régions à climat plus rigoureux),
- risque de déchaussement de l'ouvrage lors de travaux ultérieurs (tranchées), ou dans des conditions naturelles particulières (sols en pente, ouvrages immergés),
- risque de renard, en cas de concentration d'eau sous le parement.

En tout état de cause on doit prévoir une fiche minimale de 0,40 m pour tous les ouvrages, sauf s'ils sont fondés sur un terrain compact (rocher, socle en béton, ancienne chaussée...) et non sensible au gel.

$$D \geq 0,40 \text{ m}$$

1.3.4.2.2. Profondeur de fiche.

Pour éviter que la contrainte sous le parement ne dépasse la capacité portante du sol de fondation, on utilise la règle générale définie par le tableau 1-I, qui donne la fiche minimale D_m en fonction de la contrainte de référence $q_{réf}$ appliquée au sol de fondation (§ 2.1.2.) et de la géométrie du terrain sur lequel est implanté l'ouvrage.

Pente du terrain aval	$D_{min}/q_{réf}$
$\beta = 0$	$1,5 \times 10^{-3}$
$\beta = 18^\circ$ ($\cotg \beta = 3/1$)	3×10^{-3}
$\beta = 27^\circ$ ($\cotg \beta = 2/1$)	$4,5 \times 10^{-3}$
$\beta = 34^\circ$ ($\cotg \beta = 3/2$)	$6,5 \times 10^{-3}$

D_m : fiche minimale, en m

$q_{réf}$: contrainte verticale de référence, en kPa

Tableau 1-I : Détermination de la fiche minimale en fonction de la contrainte sous le massif.

Ces valeurs de D_m ont été établies en étudiant la rupture le long de petits cercles passant près du parement et pour des caractéristiques moyennes du terrain de fondation ; elles peuvent donc être utilisées en l'absence de mesures.

Pour les ouvrages courants (culées sur sol horizontal et murs non superposés), le prédimensionnement de la fiche peut se faire directement à partir de la hauteur mécanique de l'ouvrage, en utilisant le tableau 1-II.

Pente du terrain aval β		Fiche minimale D_m en m
$\beta = 0$	Murs	H/20
	Culées	H/10
$\beta = 18^\circ$ (cotg $\beta = 3/1$)	Murs	H/10
$\beta = 27^\circ$ (cotg $\beta = 2/1$)	Murs	H/7
$\beta = 34^\circ$ (cotg $\beta = 3/2$)	Murs	H/5

Tableau 1-II : Détermination de la fiche minimale en fonction de la hauteur mécanique (ouvrages courants)

1.3.4.2.3. Dispositions constructives.

a) A la base du parement les écailles sont posées sur une simple semelle de réglage en béton maigre ayant en général une largeur de 0,35 m et une épaisseur de 0,15 m, qui vient en supplément de la fiche elle-même (fig. 1-46).

b) Dans le cas des ouvrages implantés sur des sols en pente, la fiche est comptée à partir d'une banquette horizontale généralement réalisée en tête de talus et dont la largeur est de l'ordre de 1 m (fig. 1-47).

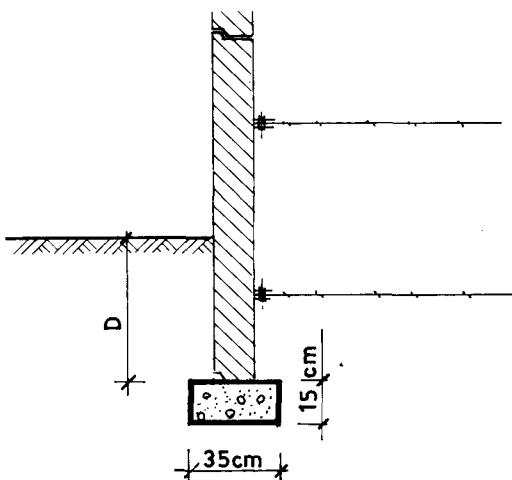


Fig. 1-46 : Semelle de réglage

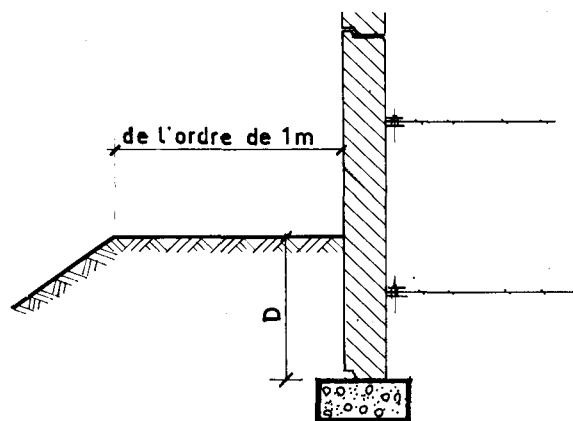


Fig. 1-47 : Banquette pour murs sur sol en pente

c) La fiche réelle D est supérieure ou égale à la fiche minimale D^m définie au § 1.3.4.2.2. La différence éventuelle entre D^m et D résulte de la technologie des éléments préfabriqués, qui impose à la base du parement de suivre de façon discontinue le profil du terrain aval (fig. 1-48).

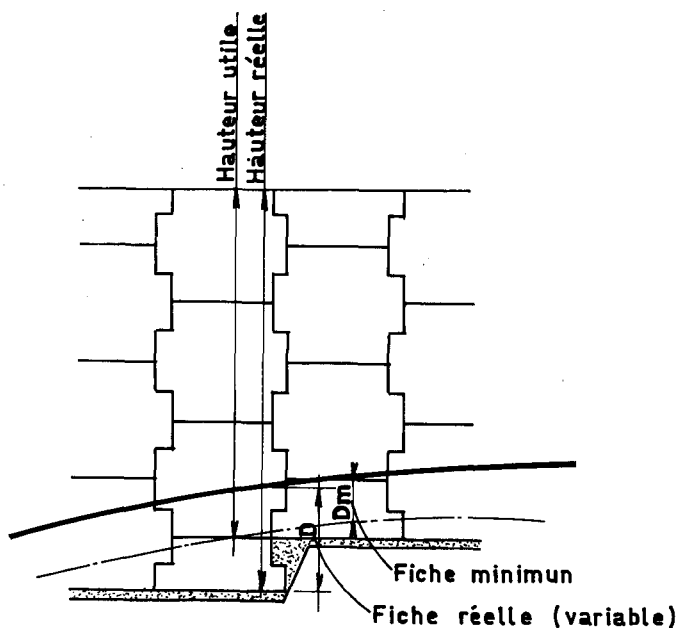


Fig. 1-48 : Différence entre fiche minimale et fiche réelle

1.3.4.3. Section transversale.

1.3.4.3.1. Les massifs de terre armée ayant un rôle d'ouvrages de soutènement, de culées de ponts ou de barrages, ont des longueurs d'armatures L supérieures ou égales à $0,7 H$ (fig. 1-49).

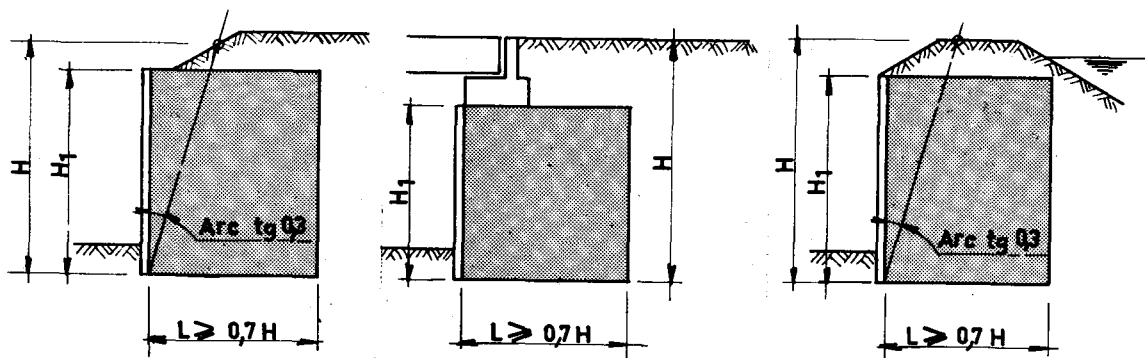


Fig. 1-49 : Géométrie des ouvrages

1.3.4.3.2. Les considérations de stabilité générale, les conditions d'adhérence terre-armature, et la standardisation des longueurs d'armatures peuvent conduire à des longueurs L sensiblement supérieures à $0,7 H$.

Pour les culées de pont en particulier on a généralement à la fois $L \geq 7m$ et $L \geq 0,6 H + 2 m$ (pour $H \leq 20m$).

1.3.4.3.3. Les ouvrages dans lesquels les longueurs de certaines armatures seraient réduites par rapport à la longueur courante feront l'objet de justifications particulières. Dans ce cas, les changements de longueur seront progressifs.

Ceci concerne, par exemple, le cas de murs fondés sur pente, où la longueur des armatures peut être réduite à $0,4 H$ à la base, sous réserve essentiellement des conditions de stabilité externe (Fig. 1-50).

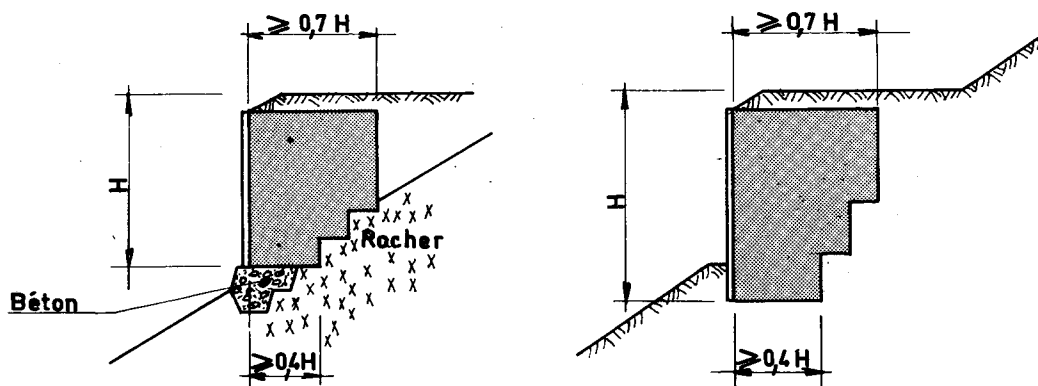


Fig. 1-50 : Ouvrages à section non rectangulaire

1.3.4.3.4. Les massifs supportant des remblais à surface libre de pente négative, les ouvrages adossés à des terrains non poussants, et les massifs à double parement, peuvent être dimensionnés avec une largeur à la base supérieure ou égale à $0,6 H$ (fig. 1-51).

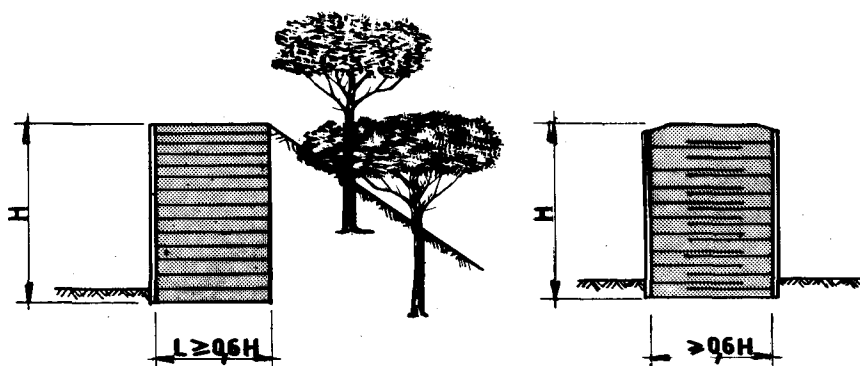


Fig. 1-51 : Ouvrages peu sollicités en poussée

1.3.4.3.5. La hauteur à prendre en compte pour fixer la largeur du massif dans une section donnée est la hauteur mécanique incluant la profondeur de fiche D minimale et non la profondeur de fiche réelle D (cf § 1.3.4.2.3.)

1.3.4.4. Tracé en plan.

Il faut prévoir une largeur d'emprise suffisante pour un massif de largeur $0,7 H$ environ, H étant la hauteur mécanique du mur. Dans certains cas cette largeur peut être réduite (cf. § 1.3.4.3.).

Le rayon de courbure minimal des murs courbes à parement en écaillés de béton est fonction de la hauteur du parement, et décroît de la valeur de 30 m pour une hauteur supérieure ou égale à 10 m, à la valeur de 15 m pour une hauteur de l'ordre de 3 m.

Le parement, qu'il soit constitué en écaillés de béton ou en éléments métalliques, peut présenter des angles rentrants ou saillants. La limitation du biais des armatures à 70 gr (cf § 1.3.1.6.) impose de ne pas avoir d'angles saillants inférieurs à 70 gr.

Vers l'extérieur du mur aucune contrainte n'intervient, puisque l'exécution complète peut s'effectuer à partir de l'intérieur du parement.

Justification des ouvrages en terre armée

2.1. FONCTIONNEMENT DE LA TERRE ARMEE

2.1.1. Généralités

Le fonctionnement de la terre armée, matériau composite, repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre la terre et les armatures. Le mécanisme de ce fonctionnement a fait l'objet de nombreuses recherches, tant théoriques qu'expérimentales, depuis l'invention du procédé. Ces études ont montré que ce mécanisme est complexe, et qu'il correspond au comportement d'un matériau fictif doué d'une cohésion anisotrope proportionnelle à la résistance à la traction des armatures.

C'est pourquoi la justification des ouvrages en terre armée, qui fait l'objet du présent chapitre, repose sur des schémas mis en évidence principalement par des études en laboratoire et des expérimentations sur ouvrages réels. Des règles ont été établies de façon à garantir à ces ouvrages le niveau de sécurité exigible en fonction de leur destination, tout en restant d'application simple.

Avant de présenter ces règles, il est nécessaire de faire référence aux mécanismes et au comportement tels qu'ils ont pu être mis en évidence par l'expérience.

2.1.2. Comportement global des ouvrages

Les mesures de pression effectuées dans les ouvrages réels ont montré que la répartition des contraintes verticales sous la base est sensiblement linéaire, sauf au voisinage immédiat du parement. Vis à vis des efforts externes, les ouvrages en terre armée sont donc assimilables à des murs-poids, et ce sont les mêmes schémas de calcul qui sont utilisés.

Cependant, la justification de la stabilité externe nécessite parfois de prendre en compte la déformabilité des ouvrages en terre armée. Il en est ainsi pour la stabilité au poinçonnement du sol de fondation, notamment dans le cas des ouvrages comportant de grandes longueurs d'armatures (cf § 2.1.6.). On définit dans ce cas une largeur de massif conventionnelle à prendre en compte pour la vérification au poinçonnement.

2.1.2.1. Cas des murs de soutènement.

Comme les murs de soutènement classiques, les murs de soutènement en terre armée font l'objet d'une justification à la stabilité externe en considérant les efforts par unité de longueur du mur.

Les efforts s'appliquent à un parallélépipède rectangle représentant la section transversale du mur. Pour le critère de justification au poinçonnement, la largeur conventionnelle B' est égale au minimum de la longueur L des armatures et de la hauteur mécanique H de l'ouvrage (§ 1.3.4.1.).

On calcule les éléments de réduction des efforts s'exerçant sur le massif armé réel :

- La résultante verticale R_v
- La résultante horizontale R_h ,
- Le moment résultant M .

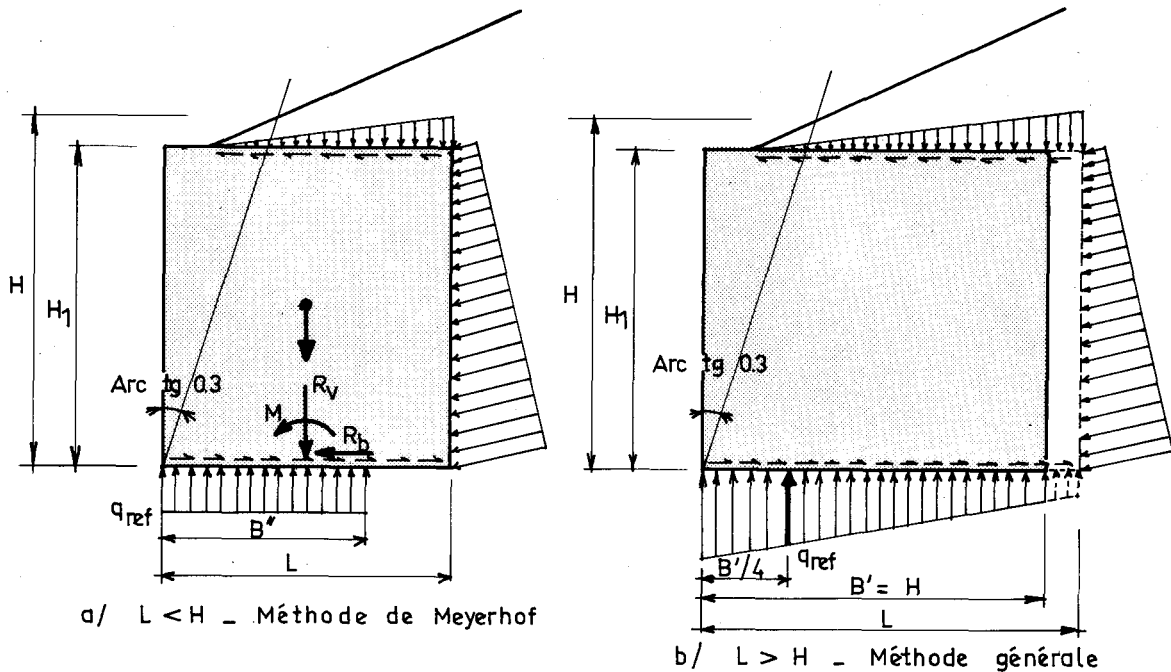


Fig. 2-1 : Efforts appliqués à un mur de soutènement vis à vis du poinçonnement

a) si $L < H$, la contrainte verticale de référence appliquée par le mur au sol de fondation est définie comme pour les semelles de fondations (cf. dossiers-pilotes FOND 72 et MUR 73).

Elle est très voisine de la contrainte évaluée selon la méthode de Meyerhof, en supposant une distribution uniforme sur une largeur de fondation réduite :

$$B'' = B - 2 \frac{M}{R_v}$$

On peut donc également prendre pour expression de la contrainte de référence :

$$q_{\text{réf}} = \frac{R_v}{B - 2 \frac{M}{R_v}}$$

b) si $L > H$, les contraintes sont réparties linéairement sous le massif de largeur L . Pour la vérification au poinçonnement, on considère la partie de ce diagramme réduite à la largeur $B' = H$, et on calcule la contrainte de référence à partir de ce diagramme.

Dans le cas de murs édifiés sur sol en pente, la partie basse du mur peut être conçue à redans (cf. § 1.3.2.4.). Dans ce cas, la largeur est égale à la longueur des armatures en bas du mur.

2.1.2.2. Cas particuliers des murs à double parement.

Un mur à double parement est en fait constitué de deux murs en terre armée dont les parements sont parallèles, et qui peuvent être soit séparés par un remblai, soit jointifs, soit encastrés l'un dans l'autre (fig. 2-2).

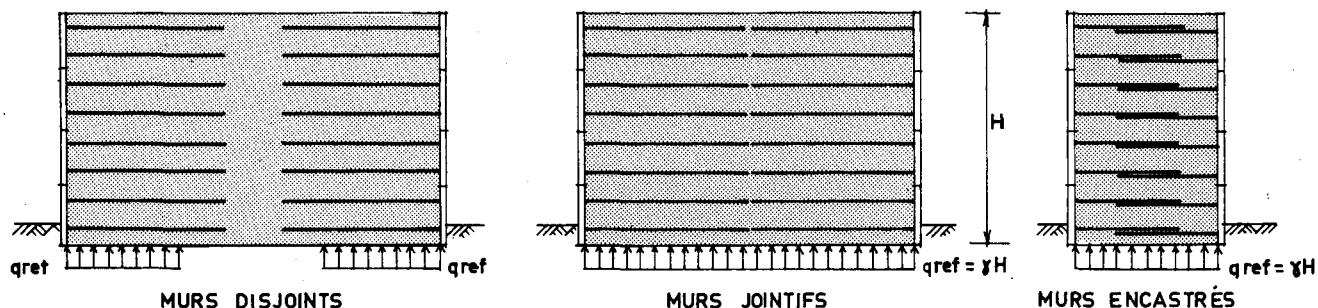


Fig. 2-2 : Murs à double parement

2.1.2.2.1. Murs disjoints ou jointifs.

On considère séparément chaque mur. Les efforts horizontaux exercés sur la face arrière de chaque structure varient de zéro si les murs sont jointifs, à la valeur de la poussée active si l'espacement entre les murs est suffisant pour en permettre la mobilisation.

2.1.2.2.2. Murs encastrés.

On ne considère dans ce cas qu'un seul massif représenté par la parallélépipède rectangle de hauteur H et de largeur égale à la distance entre les deux parements. Lorsque les murs sont jointifs ou encastrés, la contrainte de référence q_{ref} est égale au poids des terres γH .

$$q_{ref} = \gamma H$$

2.1.2.3. Cas des culées de pont.

Le cas des culées de pont est différent de celui des murs de soutènement. Une culée en terre armée n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs en terre armée. Dans ce dernier cas et en section courante, la justification de la stabilité externe de chaque mur est faite comme pour les murs à double parement (§ 2.1.2.2.).

Au droit de la culée proprement dite, on prend une largeur de fondation conventionnelle définie comme pour les murs de soutènement (cf § 2.1.2.1.), et une longueur représentant, parallèlement au mur de front et au niveau de la base, la dimension de la zone de diffusion de la charge transmise par le sommier (cf § 2.1.7.3.).

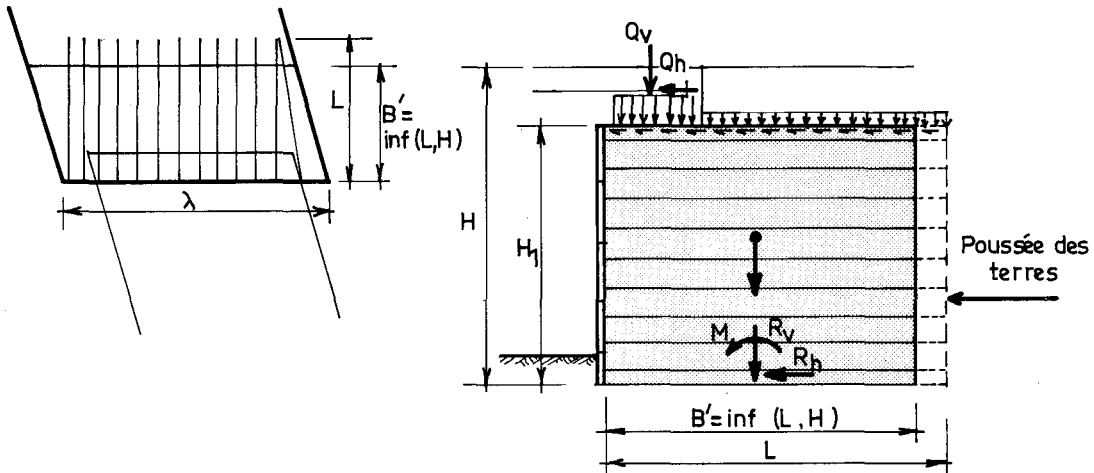


Fig. 2-3 : Efforts appliqués à une culée

La contrainte verticale de référence appliquée au sol est calculée comme au § 2.1.2.1., par contre le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait en considérant une forme rectangulaire de largeur B' et de longueur λ par opposition au calcul sur semelle filante fait dans le cas d'un mur linéaire.

2.1.3. Interaction sol-armature

2.1.3.1. Comportement local de la terre armée.

Comme pour le béton armé, autre matériau composite, le dimensionnement des ouvrages en terre armée nécessite de considérer séparément le comportement du remblai et celui des armatures. Il est en effet nécessaire de connaître en tout point le comportement local du matériau, et non pas seulement son comportement global au niveau de l'ouvrage.

Grâce au frottement qui se développe entre le sol et les armatures, ces dernières se mettent en traction, conférant au matériau terre armée une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement à la surface des armatures et entraîne ainsi une variation continue des efforts de traction dans ces dernières (fig. 2-4).

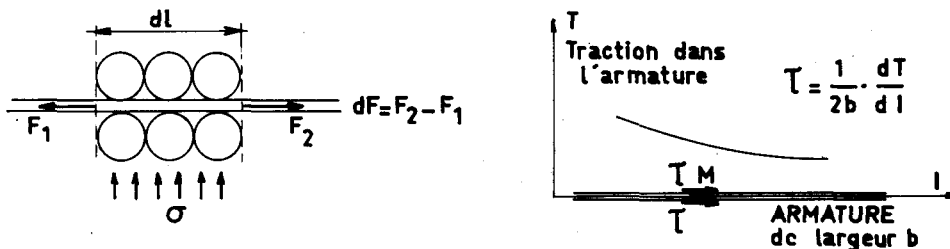


Fig. 2-4 : Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement entre le sol et l'armature

2.1.3.2. Frottement sol-armature

La connaissance du frottement dans la terre armée repose principalement sur de très nombreux essais de tractions d'armatures effectués à la fois sur ouvrages réels et sur des modèles réduits. Bien que ce type d'essai ne soit pas complètement représentatif du fonctionnement réel de la terre armée, il donne néanmoins des résultats suffisamment précis sur les lois de mobilisation du frottement.

La contrainte qui s'exerce sur une armature n'est en général pas connue. Aussi n'utilise-t'on pas le coefficient de frottement réel sol-armature $f = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_1}$, mais un coefficient de frottement apparent noté f^* et défini par la formule $f^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_1}$

où τ_{\max} est la contrainte de cisaillement maximale mobilisable sur la face de l'armature et σ_1 la contrainte verticale moyenne résultant par exemple du poids des terres situées au-dessus de l'armature.

Les principaux facteurs influant sur la valeur de ce coefficient f^* sont le poids volumique γ du remblai, l'état de surface de l'armature, et le poids des terres au-dessus de l'armature.

2.1.3.2.1. Influence de la densité du remblai.

Les études sur modèle réduit ont montré que, lorsque le remblai est dans un état très lâche, le coefficient de frottement apparent est toujours sensiblement égal au coefficient de frottement réel. Par contre, dès que le remblai est dans un état dense, ce qui est toujours le cas des ouvrages réels, même peu compactés, le coefficient de frottement apparent peut avoir des valeurs très largement supérieures au coefficient de frottement réel. Ces résultats s'expliquent par le phénomène de dilatance. Aux fortes densités, les efforts de cisaillement qui se développent au voisinage immédiat des armatures ont tendance à augmenter localement le volume du sol. Cette expansion est limitée par la faible compressibilité des zones de sol voisines ; il en résulte une augmentation de la contrainte normale s'exerçant sur les faces de l'armature (fig. 2-5), et donc une valeur de f^* supérieure à la valeur du coefficient de frottement réel.

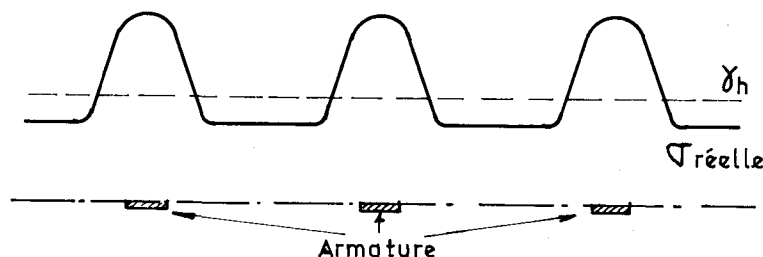


Fig. 2-5 : Répartition des contraintes sur un lit d'armatures

2.1.3.2.2. Influence de l'état de surface des armatures.

Tous les essais de traction effectués sur des armatures lisses et des armatures à haute adhérence (H.A.) ont montré que les courbes donnant f^* en fonction du déplacement δ de l'armature en tête présentent les allures de la fig. 2-6. Dans le cas d'une armature lisse, la courbe (f^*, δ) a un pic très marqué obtenu pour un faible déplacement, et la valeur résiduelle de f^* est environ la moitié de la valeur de pic. Dans le cas d'une armature H.A., les valeurs de f^* au maximum de la courbe et dans la partie résiduelle sont peu différentes, et le maximum est atteint pour de grands déplacements.

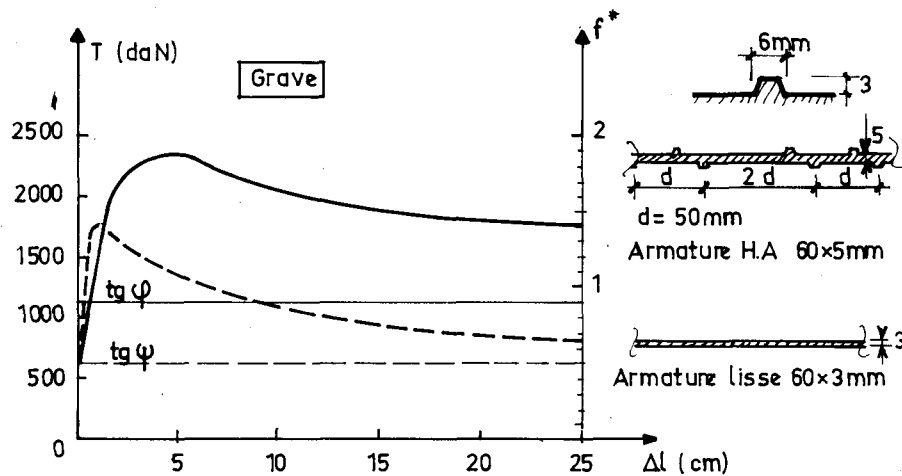


Fig. 2-6 : Influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent

Ces résultats justifient que l'on prenne pour le dimensionnement des ouvrages la valeur maximale de f^* pour les armatures H.A. et la valeur résiduelle pour les armatures lisses.

2.1.3.2.3. Influence du poids des terres.

Les essais de traction d'armatures dans les ouvrages réels ainsi que les études en laboratoire sur des sables denses ont montré que la valeur du coefficient de frottement apparent diminue lorsque la contrainte verticale due au poids des terres augmente (fig. 2-7).

Le phénomène est plus marqué pour les armatures H.A. que pour les armatures lisses. Aux fortes valeurs de γh , le coefficient f^* tend respectivement vers la valeur de $\text{tg } \varphi$, φ étant l'angle de frottement interne du sol, pour les armatures H.A. qui provoquent un cisaillement sol sur sol, et vers le coefficient réel sol-armature $f = \text{tg } \psi$ pour les armatures lisses.

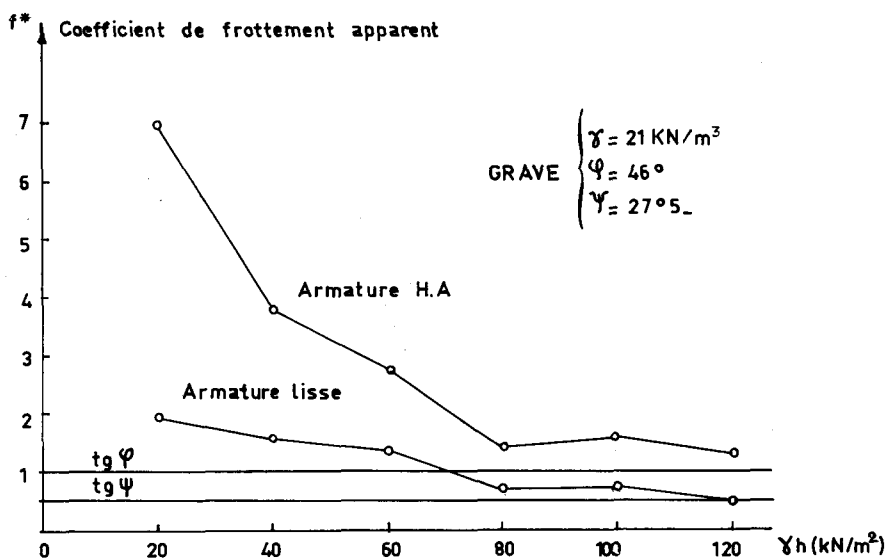


Fig. 2-7 : Influence du poids des terres sur le coefficient de frottement apparent

Ce phénomène s'explique par le fait que la dilatance est plus grande aux faibles valeurs de la contrainte moyenne qu'aux fortes valeurs.

2.1.3.2.4. Schématisation du frottement sol-armature.

La mobilisation des efforts de frottement le long des armatures dépend essentiellement du déplacement relatif de l'armature par rapport au sol en tout point de l'armature. En l'état actuel des connaissances, la distribution de ces efforts ne peut être calculée et la justification proposée au § 2.4.4.2. pour le critère d'adhérence consiste à vérifier que l'effort de traction maximale dans les armatures est inférieur à un effort résistant de calcul, évalué à partir de la valeur du coefficient de frottement apparent f^* .

Ce dernier est, par simplification, supposé constant tout le long d'une armature. Dans le cas d'armatures lisses on ne tient pas compte de l'effet du poids des terres, de telle sorte que le coefficient f^* est le même dans tout le massif de terre armée. Dans le cas d'armatures H.A., on schématise l'effet du poids des terres par une loi de variation de f^* en fonction de la profondeur, obtenue à partir d'une enveloppe inférieure de tous les résultats expérimentaux (cf § 2.3.3.1.).

2.1.4. Distribution des tractions dans les armatures

2.1.4.1. Constatations expérimentales.

De nombreuses expérimentations ont mis en évidence les points suivants dans la répartition des tractions dans les lits d'armatures (fig. 2-8).

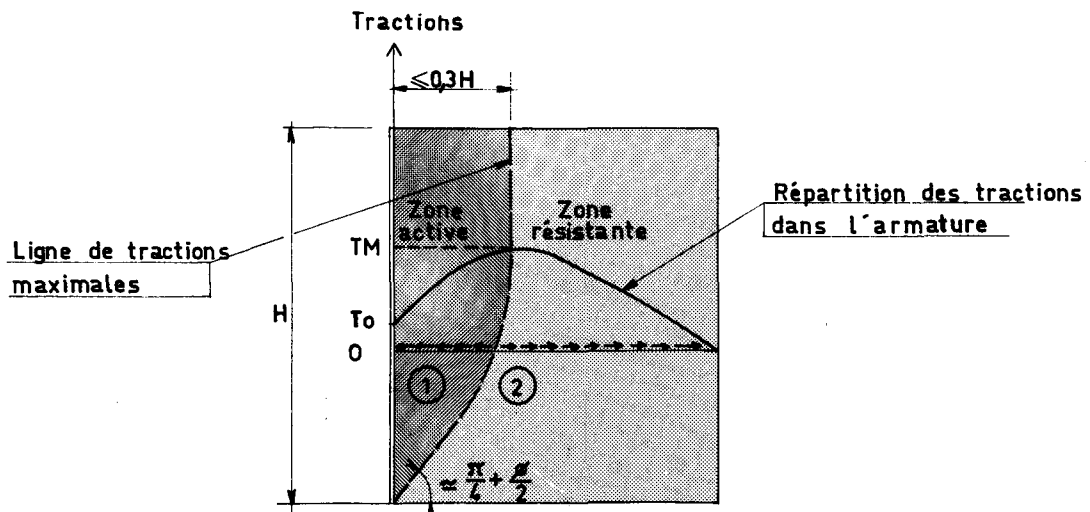


Fig. 2-8 : Distribution des tractions dans les armatures

a) à un niveau donné, la traction n'est pas maximale au point d'attache avec le parement, mais à l'intérieur du mur. La valeur du rapport de ces deux tractions $\frac{T_o}{T_{max}}$ est, pour l'ensemble des murs et des culées expérimentales, inférieure à 0,75.

b) le lieu géométrique des points de traction maximale dans les lits d'armatures passe par le pied du parement et présente une partie verticale dans la moitié supérieure de l'ouvrage. Dans le haut d'un mur en terre armée, la distance séparant cette ligne des tractions maximales du parement est toujours inférieure à $0,3 H$, H étant la hauteur mécanique.

c) la ligne des tractions maximales sépare deux zones dans le massif en terre armée : une zone active dans laquelle les contraintes de cisaillement exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'extérieur du mur, et une zone résistante dans laquelle ces contraintes sont dirigées vers l'intérieur du mur. On définit pour chaque lit d'armature une

longueur d'adhérence L qui est la longueur d'armature située dans la zone résistante. Cette ligne est très différente de celle limitant les zones actives derrière les murs de soutènement classiques ; en particulier elle ne coïncide pas avec la droite issue du pied du parement et inclinée à l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$.

La position de cette ligne est variable en fonction du type d'ouvrage, du type de fondation et des efforts appliqués. Les schématisations qui sont proposées au paragraphe suivant constituent des enveloppes des lignes issues des mesures expérimentales.

2.1.4.2. Cas des murs de soutènement.

Dans le cas général d'un mur en terre armée supportant ou non un talus, la frontière entre la zone active et la zone résistante est schématisée de la façon indiquée sur la fig. 2-9.

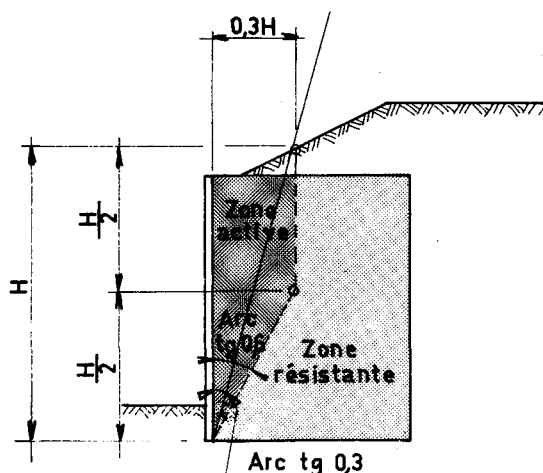


Fig. 2-9 : Ligne des tractions maximales dans mur

2.1.4.3. Cas des murs à double parement.

Ce cas se distingue des murs de soutènement uniquement lorsque les murs sont encastrés (cf § 2.1.2.2.). Il y a alors pénétration des zones résistantes et actives des deux massifs, et on peut séparer deux cas suivant que les armatures d'un massif pénètrent ou non dans la zone active de l'autre (fig. 2-10).

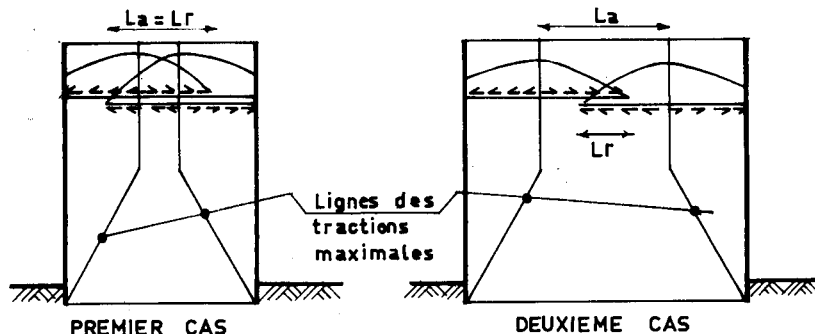


Fig. 2-10 : Lignes des tractions maximales et longueur d'adhérence dans les murs à double parement

Dans le premier cas les tractions maximales dans les lits d'armatures sont équilibrées par les efforts de cisaillement qui s'exercent à la fois sur ses armatures et sur celles de l'autre

massif, de telle sorte que la longueur d'adhérence L_a peut être prise dans ce cas particulier égale à la longueur de recouvrement L_r .

Dans le second cas, le recouvrement ne joue pas de rôle pour l'équilibre des tractions maximales.

2.1.4.4. Cas des ouvrages à fonction porteuse.

Les expériences ont montré que l'application de charges à caractère soutenu en tête d'un mur en terre armée induit des modifications au niveau de l'intensité et de la répartition des tractions le long des armatures. Dans le cas des ouvrages à fonction porteuse, il y a donc lieu de savoir comment ces modifications doivent être prises en compte.

D'une façon générale, lorsque l'ouvrage est amené à recevoir des charges d'exploitation variables et d'intensité réduite par rapport aux efforts de poids propre développés au sein du massif en terre armée, on admet que la frontière séparant les zones active et résistante est la même que celle de l'ouvrage non soumis aux dites charges. C'est le cas des murs portant une chaussée routière, par exemple. Il est néanmoins entendu quel effet de ces charges est pris en compte au niveau du calcul des efforts dans les armatures.

Si les charges d'exploitation sont telles qu'elles présentent en totalité ou en partie, un certain caractère permanent, ou si leur intensité est comparable aux efforts résultant du poids propre au sein du massif, il convient de définir la frontière entre les zones active et résistante suivant les indications suivantes.

2.1.4.4.1. S'il s'agit d'un mur sur lequel peuvent être stockés des pondéreux (mur de quai minéralier, par exemple), il convient de déterminer la dite frontière comme indiqué en 2.1.4.2. Les charges pondéreuses étant assimilées à une couche de remblai de hauteur adéquate.

2.1.4.4.2. S'il s'agit de culées de pont, la frontière est définie de l'une ou l'autre des façons suivantes selon la géométrie du mur et les dimensions du sommier d'appui de l'ouvrage représentées sur les dessins de la fig. 2-11.

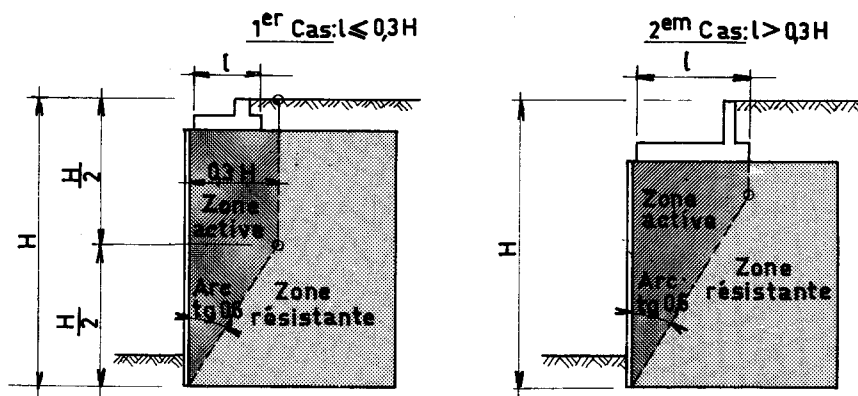


Fig. 2-11 : Ligne des tractions maximales dans une culée

2.1.5. Etat du sol sur la ligne des tractions maximales

2.1.5.1. Définition du coefficient K.

Le calcul des tractions maximales dans les armatures ne peut se faire par l'étude de l'équilibre local entre le parement et les armatures, et nécessite de connaître, au point où la traction

est maximale, l'état des contraintes dans le sol. Le matériau de remblai n'est pas à l'état limite dans toute la zone active. S'il l'est dans le bas du mur, l'expérience a montré que dans le haut du mur l'état des contraintes est proche de l'état au repos caractérisé par le coefficient K_0 .

Une des méthodes de justification nécessite de connaître les contraintes exercées dans le remblai sur une facette, verticale parallèle au parement. Les contraintes normales σ_3 appliquées sur une telle facette peuvent être reliées aux contraintes normales σ_1 s'exerçant sur une facette horizontale par une formule du type :

$$\sigma_3 = K \sigma_1$$

où le coefficient K caractérise l'état du sol au point considéré. Pour un remblai bien exécuté, ce coefficient dépend essentiellement de la hauteur des terres situées au-dessus du niveau considéré.

2.1.5.2. Détermination du coefficient K .

Le coefficient K est déterminé empiriquement à partir des résultats expérimentaux présentés à la figure 2-12.

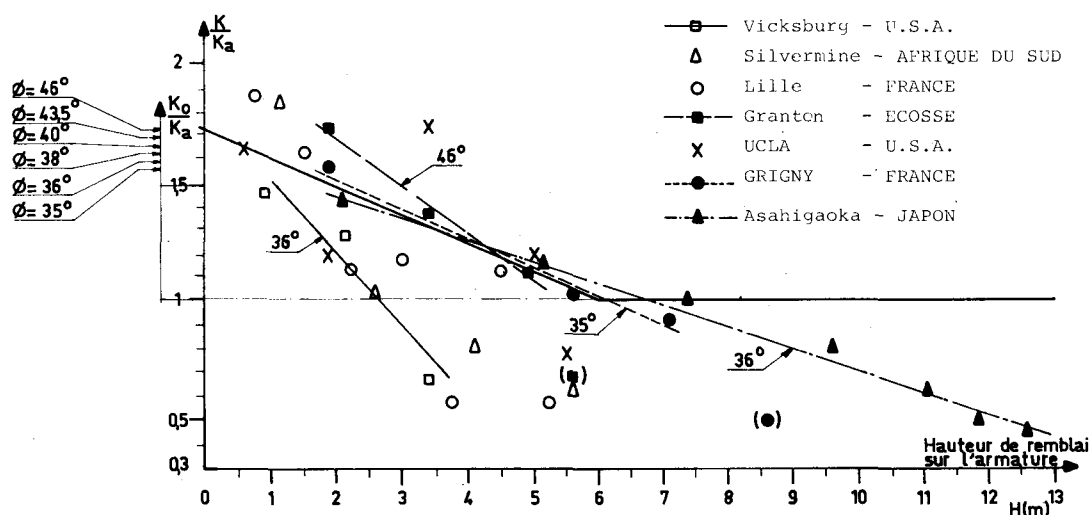


Fig. 2-12 : Valeurs expérimentales de K

Les valeurs de K sont déduites de la mesure des tractions maximales T dans les armatures et du calcul des contraintes verticales σ_1^{\max} par considération de l'équilibre d'une partie du massif et utilisation d'une répartition de Meyerhof suivant la formule donnée au § 2.1.7.

On remarque que le coefficient K décroît constamment depuis le haut où il est voisin du coefficient de poussée des terres au repos K_0 , par suite du compactage notamment, jusqu'au bas où il atteint des valeurs égales au coefficient de poussée active K_a , et même inférieures. Théoriquement K ne devrait jamais être inférieur à K_a , mais ces résultats s'expliquent par le fait que la valeur de σ_1 est dans ce cas une valeur approchée par excès de la valeur réelle de cette contrainte.

Pour le dimensionnement des ouvrages, le coefficient K est schématisé de la façon suivante :

$$\begin{cases} K = K_0 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + K_a \frac{z}{z_0} & \text{pour } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \\ K = K_a & \text{pour } z > z_0 \end{cases}$$

où z est la profondeur comptée à partir du niveau de la hauteur mécanique (fig. 2-13).

Les valeurs de K_o et K_a , qui sont les coefficients de "poussée au repos et active", sont évalués par les formules classiques :

$$\begin{cases} K_o = 1 - \sin\varphi_1 \\ K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) \end{cases}$$

φ_1 étant l'angle de frottement interne du sol constituant le massif de terre armée.

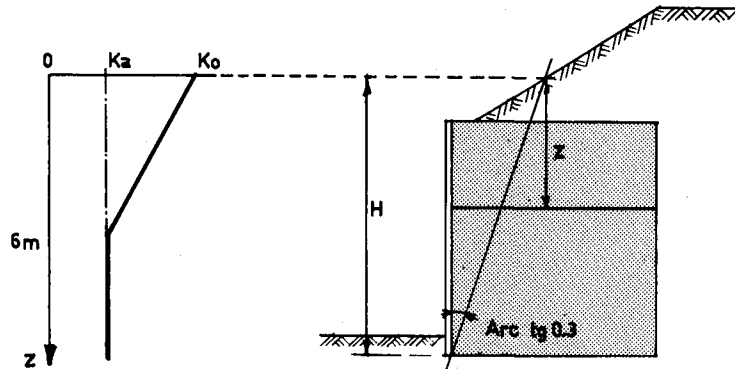


Fig. 2-13 : Valeurs de K en fonction de la profondeur

2.1.6. Les mécanismes de rupture

Pour établir des règles de justification des ouvrages en terre armée, il est nécessaire de connaître les modes de rupture de tels ouvrages. Leur étude a essentiellement été faite sur des modèles réduits.

En dehors des ruptures résultant d'une instabilité externe (sol de fondation, glissement), la rupture des ouvrages en terre armée peut se produire de deux manières différentes :

- soit par cassure des armatures,
- soit par défaut d'adhérence entre le sol et les armatures.

2.1.6.1. Rupture par cassure des armatures.

La rupture d'un ouvrage par cassure des armatures résulte d'une résistance insuffisante de ces dernières. Cette insuffisance peut être due à un sous-dimensionnement ou à un niveau de sollicitation plus élevé que prévu ou encore à un affaiblissement par corrosion de la section résistante des armatures. Les essais ont montré que la rupture se développe de façon progressive et rapide le long de la ligne des tractions maximales.

2.1.6.2. Rupture par défaut d'adhérence.

La rupture par défaut d'adhérence se produit lorsque le coefficient de frottement sol-armature n'est pas suffisant eu égard à la longueur des armatures pour équilibrer l'effort de traction auquel elles sont soumises. Les armatures glissent alors par rapport au sol ; il apparaît dans l'ouvrage de grandes déformations qui évoluent progressivement jusqu'à la rupture.

2.1.6.3. Rupture par instabilité externe.

Ce type de rupture concerne soit le sol de fondation de l'ouvrage (capacité portante, glissement sur la base), soit l'ensemble des sols avoisinant l'ouvrage (glissement général). Il fait appel aux phénomènes et aux théories classiques de la mécanique des sols.

Il convient cependant de considérer à part le cas des ouvrages dans lesquels les armatures sont longues comparées à la hauteur mécanique ($L > H$). Il peut y avoir alors propagation de la rupture à l'intérieur du massif en terre armée, qui par suite de sa souplesse, ne peut plus être considéré comme un bloc rigide (fig. 2-14). Ce phénomène doit être pris en compte dans les calculs de stabilité externe, où on limitera à H la largeur du mur dont on étudiera la stabilité (cf § 2.1.2.).

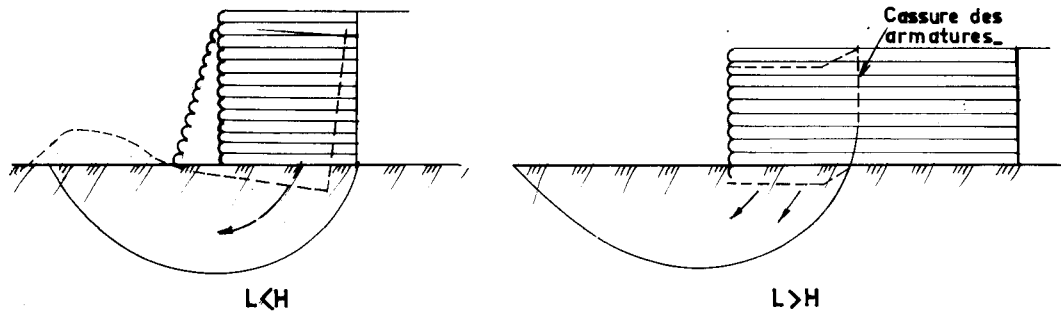


Fig. 2-14 : Modes de rupture de la fondation des murs en terre armée

2.1.7. Transmission des charges dans le massif en terre armée

2.1.7.1. Définition des contraintes σ_1 et σ_3 et principe de calcul.

Dans un ouvrage en terre armée à lits d'armatures horizontaux, les contraintes σ_1 et σ_3 en tout point du matériau de remblai sont définies comme étant les composantes normales des contraintes moyennes s'exerçant sur des éléments de plan respectivement horizontal et vertical. En toute rigueur les valeurs de σ_1 et σ_3 résultant des efforts appliqués sur le massif ne peuvent pas être calculées si on ne connaît pas la loi effort-déformation du matériau terre armée.

En pratique, les contraintes σ_1 sont calculées à partir des lois de la statique en faisant une hypothèse de répartition suivant les plans horizontaux et en considérant l'effet de chaque charge verticale grâce au principe de superposition. Les contraintes σ_3 sont déterminées à partir des valeurs de σ_1 précédemment calculées par l'intermédiaire du coefficient K (cf § 2.1.5.), en rajoutant l'effet des charges horizontales éventuelles (principe de superposition) :

$$\sigma_3 = K \sigma_1 + \Delta \sigma_3$$

2.1.7.2. Effet de la pesanteur et des charges uniformément réparties.

Le calcul de σ_1 en un point M est fait en considérant l'équilibre du volume V de massif et de sol situé au-dessus du plan horizontal passant par M (fig. 2-15). On détermine au milieu de la base de ce volume, les éléments de réduction de tous les efforts appliqués, y compris ceux résultant des éventuelles charges d'exploitation représentées par une surcharge uniforme. La contrainte σ_1 est déterminée par la méthode de Meyerhof, selon la formule 1 :

$$\sigma_1(z) = \frac{Q_v(z)}{L - 2 \frac{M(z)}{Q_v(z)}}$$

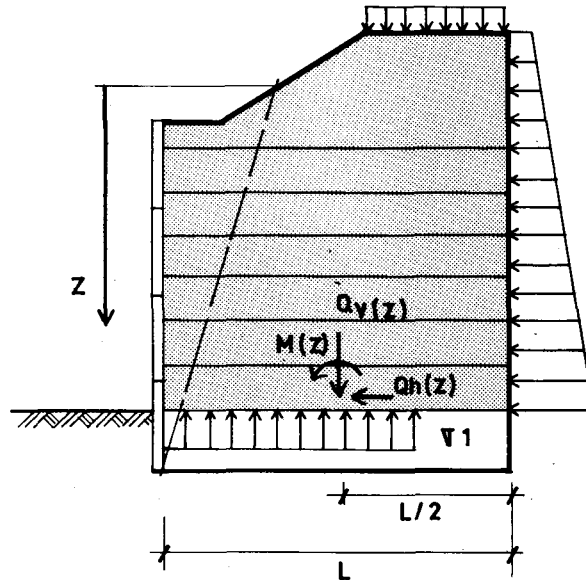


Fig. 2-15 : Détermination de la contrainte σ_1 dans un mur

2.1.7.3. Diffusion des charges verticales concentrées.

Les expérimentations effectuées sur les culées en terre armée ont montré que les charges verticales sous le sommier d'appui ont une diffusion dans le massif qu'on peut schématiser, en se plaçant du côté de la sécurité, de la façon suivante :

a) Diffusion perpendiculairement à la ligne d'appui.

La diffusion de la charge se fait uniformément suivant une répartition à 1/2 représentée dans la figure 2-16. Les contraintes sous le sommier sont uniformes et réparties sur une largeur réduite l' selon la méthode de Meyerhof.

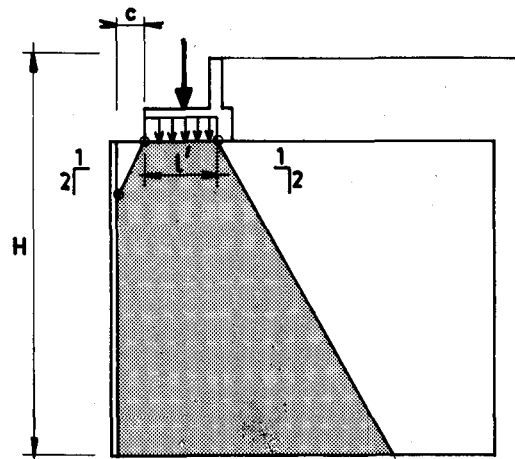


Fig. 2-16 : Diffusion perpendiculairement à la ligne d'appui

b) Diffusion parallèlement à la ligne d'appui.

On adopte le schéma de diffusion uniforme de la fig. 2-17. Par raison de sécurité, la densité d'armatures qui en résulte est généralement appliquée aux zones hachurées.

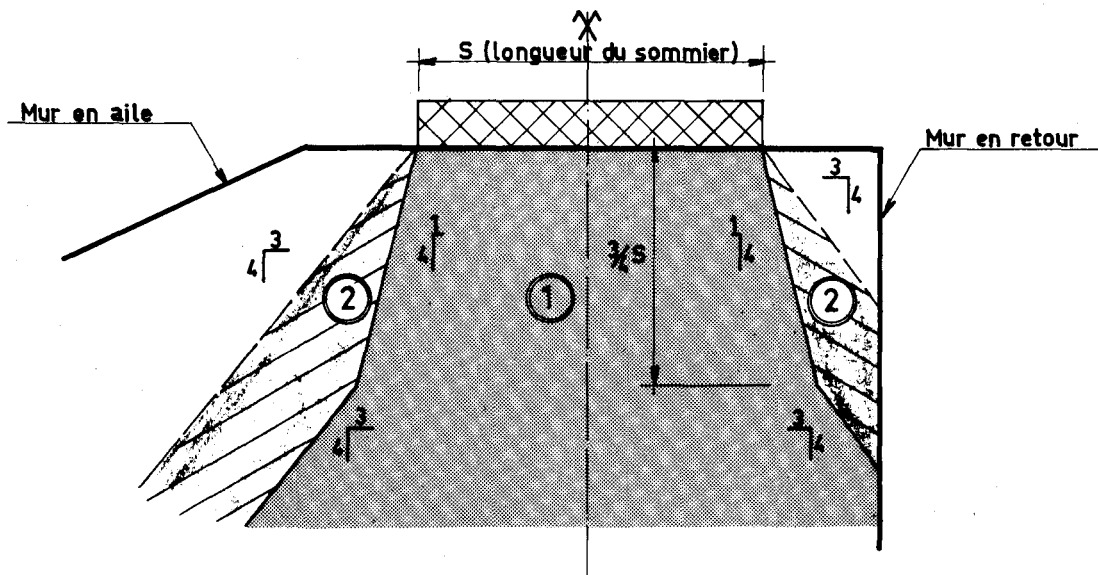


Fig. 2-17 : Diffusion parallèlement à la ligne d'appui

L'expérience et le calcul montrent que la présence des armatures a pour effet de rendre le sol plus élastique et de conduire à une meilleure diffusion des surcharges.

Le calcul de la contrainte σ_1 dans une culée résultant à la fois de l'effet de la pesanteur et des surcharges verticales, se fait alors suivant le principe de superposition comme indiqué à la fig. 2-18.

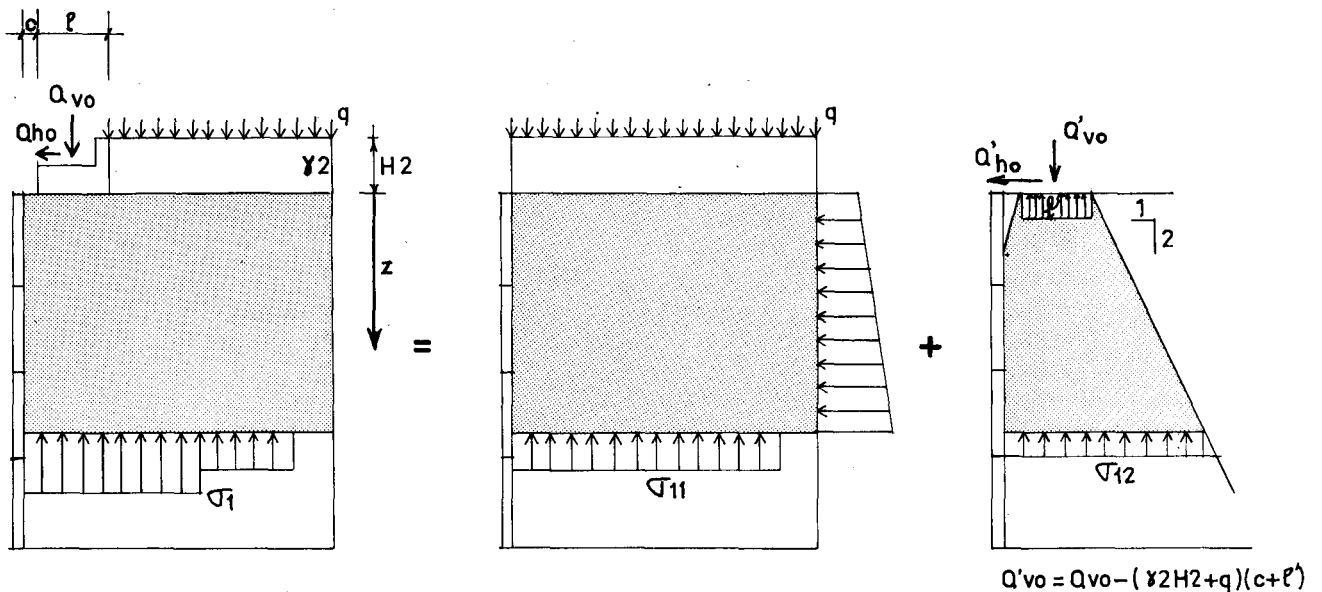


Fig. 2-18 : Détermination de la contrainte σ_1 dans une culée

2.1.7.4. Diffusion des charges horizontales.

Les charges horizontales transmises au massif par le sommier dans le cas d'une culée ou par les dalles frottantes de certains équipements de sécurité se traduisent perpendiculairement à la ligne d'appui par une augmentation inversement proportionnelle à la profondeur de la contrainte horizontale σ_{30} sur une hauteur $y_0 = 2(1' + c)$ selon le schéma de la fig. 2-19.

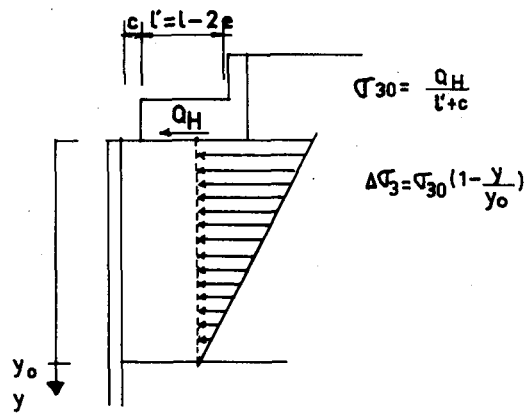


Fig. 2-19 : Diffusion des charges horizontales

La diffusion parallèlement à la ligne d'appui et le calcul de la densité d'armatures qui en résultent se font comme pour les charges verticales (cf § 2.1.7.3.).

2.2. COMBINAISONS D'ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL

2.2.1. Généralités

Ce paragraphe présente une méthode de formation des combinaisons d'actions qui aboutiront, pour chaque ouvrage étudié, à des sollicitations de calcul vis à vis desquelles la structure devra être justifiée.

Les principes généraux pour la formation des combinaisons d'actions se rattachent à ceux des Directives Communes relatives au calcul des Constructions (D.C.C. de 1979).

On rappelle qu'une combinaison d'actions est l'ensemble constitué par les actions à considérer simultanément. Ces actions sont définies par des "valeurs représentatives" que l'on transforme en "valeurs de calcul", encore appelées actions de calcul ou de dimensionnement, en les multipliant par un coefficient qui tient compte à la fois du dépassement possible (dans le sens défavorable) de ces valeurs représentatives et de la probabilité d'occurrence de plusieurs actions avec un certain niveau d'intensité.

Les sollicitations sont les efforts (par exemple, tractions dans les armatures, pressions appliquées au sol de fondation, etc...) calculés à partir des actions par les méthodes appropriées de calcul des ouvrages en terre armée. Chacune des sollicitations correspondant à une combinaison d'actions de calcul est multipliée par un coefficient qui tient compte principalement des incertitudes sur leur détermination dues à la simplification des schémas et des hypothèses de calcul. Les valeurs ainsi obtenues sont appelées sollicitations de calcul, et leur forme la plus générale est la suivante :

$$\gamma_{F3} S(\gamma_{F1}, \gamma_{F2}, F)$$

A titre de simplification, les coefficients γ_{Fi} sont directement intégrés en un seul coefficient γ_F global, qui apparaît devant chaque action F.

La notion d'action est complétée, dans certains cas, par celle de situation. Cette dernière est utile notamment pour les ouvrages en site aquatique ; les actions liées à l'eau dépendent de son (ou de ses) niveau(x) dont il convient de définir la position.

2.2.2. Récapitulation des actions à prendre en compte

2.2.2.1. Définition et classification.

Les différentes actions sont classées en :

- . actions permanentes, qui comprennent les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite ;
- . actions variables qui comprennent les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- . actions accidentelles, provenant de phénomènes se produisant très rarement.

La principale valeur représentative d'une action est sa valeur caractéristique, c'est à dire celle qui présente une probabilité acceptée à priori d'être atteinte ou dépassée du côté des valeurs les plus défavorables au cours d'une durée définie dite durée de référence.

Les valeurs représentatives des actions permanentes sont soit des valeurs caractéristiques, soit des valeurs nominales. Il en va de même pour les actions variables. Les actions accidentelles sont généralement énumérées par le C.C.T.P. qui, à défaut de texte réglementaire, en fixe les valeurs représentatives à prendre en compte.

2.2.2.2. Les actions permanentes.

2.2.2.2.1. Actions dues au poids propre des divers éléments.

Les actions dues au poids propre des divers éléments de la construction regroupent les valeurs probables du :

- . poids propre du massif en terre armée proprement dit,
- . poids des remblais qu'il peut être amené à supporter,
- . poids des équipements fixes ou des structures fixes de toute nature dont il peut recevoir la charge directe,
- . poids des couches de chaussée éventuelles,
- . poids du sommier d'appui d'un tablier de pont (dans le cas d'une culée) ainsi que la réaction verticale permanente que celui-ci peut lui apporter.

En ce qui concerne le poids propre des terres, leur poids volumique est généralement mal connu à l'avance, et peut d'ailleurs être variable dans le temps (sol sec, humide ou saturé). Il convient donc de considérer deux valeurs caractéristiques (maximale et minimale) qui sont précisées au § 2.3.

Il est loisible, vis à vis de certaines justifications, de ne pas prendre en compte le poids propre de certaines parties d'ouvrage, de faible intensité devant celui des terres.

Dans le cas des culées de pont, les efforts permanents apportés par le tablier sont directement issus de la note de calculs de ce dernier. Le poids du sommier d'appui est pris en compte avec sa valeur moyenne (ou la plus probable), déterminée à partir des dessins de coffrage en multipliant le volume par la masse volumique du béton armé égale à 2,5 t/m³. Les efforts horizontaux résultant des déformations différées du tablier n'ont pas la même origine physique que les efforts de poids propre de la construction ; ils sont néanmoins regroupés avec les actions permanentes en question puisqu'ils existent toujours simultanément.

2.2.2.2.2. Actions dues au sol.

Les actions dues au sol résultent essentiellement des efforts de poussée active d'origine pondérale des terres sur le massif en terre armée. Dans la grande majorité des cas, elles n'ont pas de caractère favorable vis à vis de la stabilité de sorte qu'il y a lieu d'en définir seulement une valeur caractéristique maximale. Cette valeur doit être définie par le C.C.T.P., ou les hypothèses qui permettent de la déterminer.

2.2.2.3. Les actions variables.

2.2.2.3.1. Les actions dues aux charges d'exploitation.

Les actions dues aux charges d'exploitation sont essentiellement les charges de circulation réglementaires, dans le cadre des ouvrages concernés par le présent document.

En ce qui concerne les charges de remblai, rappelons que l'article 8 du fascicule 61 du C.C.T.G. définit une charge uniforme non dégressive de 10 kN/m² à appliquer sur les surfaces roulables des remblais. Cette charge est à considérer comme cumulable avec les charges sur le tablier en cas de culée en terre armée ; pour les justifications de l'ouvrage en terre armée, on considère qu'elle s'applique également sur la chaussée au droit d'une dalle de transition éventuelle.

Rappelons qu'il y a évidemment lieu de prendre en compte dans les calculs les suppléments de poussée des terres induits par l'application de cette charge sur les surfaces roulables non portées par le massif en terre armée.

Dans le cas des culées en terre armée, les actions variables provenant du tablier sont essentiellement dues aux charges d'exploitation et aux effets secondaires qu'elles peuvent entraîner : freinage, force centrifuge, etc.... Leur valeur représentative est issue de la note de calculs du tablier.

2.2.2.3.2. Les actions dues à l'eau.

Les actions dues à l'eau, ou plus généralement liées à l'eau, peuvent se traduire par de multiples effets dont les principaux, concernant les ouvrages en terre armée, sont :

- . le phénomène de déjaugage, correspondant à la présence d'une poussée d'Archimède,
- . la pression hydrostatique,
- . les poussées d'écoulement,
- . l'altération du coefficient de frottement sol-armatures.

Seules la pression hydrostatique et les éventuelles poussées d'écoulement sont à introduire dans les combinaisons au titre des actions. Les autres effets modifient les caractéristiques des matériaux.

D'une façon générale, les actions dues à l'eau concernent les ouvrages en site aquatique (bordure de rivière ou de mer) pour lesquels il y a généralement lieu de faire une étude spécifique pouvant déborder du cadre des justifications exposées au § 2.4. A priori, le niveau de l'eau est variable (crues, marnage) et peut ne pas être le même à l'intérieur et à l'extérieur du mur en terre armée. C'est pourquoi, les actions dues à l'eau doivent être prises en compte en relation avec des situations définissant le niveau de l'eau. En l'absence de textes précis sur cette question, il est conseillé d'adopter la démarche suivante.

Pour chaque site particulier, on définira deux couples de valeurs du niveau de l'eau. Le premier couple, correspondant à ce que l'on peut appeler les "niveaux caractéristiques", est défini, dans le cas des ouvrages en bordure de rivière, par les plus hautes eaux (P.H.E.) et les plus basses eaux (P.B.E.) centennales. Par simplification, nous conviendrons d'appeler situation caractéristique celle correspondant à ces niveaux.

L'autre couple est défini, toujours dans le cas des ouvrages en bordure de rivière, par les P.H.E. et les P.B.E. décennales. Nous appellerons situation d'accompagnement celle correspondant à ces niveaux.

Dans le cas des ouvrages en site maritime, les niveaux seront définis par analogie à ce qui vient d'être dit pour les ouvrages en bordure de cours d'eau.

Pour ces derniers, dans la situation caractéristique, aucune action variable autre que celle liée à l'eau n'est à prendre en compte dans les combinaisons. On considère néanmoins une différence de niveau H entre l'intérieur et l'extérieur de l'ouvrage égale à l'abaissement maximal observé du niveau de l'eau en 48

heures pour la rivière en question, sauf justifications particulières pour des matériaux très perméables. Cette différence de niveaux est variable entre les niveaux caractéristiques de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Le dessin de la figure 2-20 illustre cette disposition.

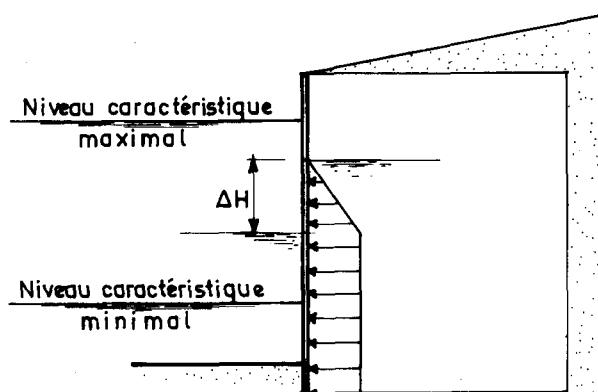


Fig. 2-20 : Actions dues à l'eau

Il y a lieu d'envisager la situation d'accompagnement lorsque la combinaison d'actions est basée sur une action variable autre que celle due à l'eau. Il y a alors à considérer une différence de niveaux entre l'intérieur et l'extérieur du mur en terre armée fixée arbitrairement à $\frac{\Delta H}{2}$; le niveau de l'eau peut alors être simplement variable entre les niveaux d'accompagnement de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

Notons que dans un mur ne supportant aucune charge variable, c'est la combinaison en situation caractéristique qui est déterminante.

Les suppléments de pression d'origine hydrostatique sont directement transmis aux armatures. Il y a lieu de tenir compte des caractéristiques déjà jugées du sol (poids, frottement sol-armatures) ainsi qu'il est précisé au § 2.3.

2.2.2.3.3. Les autres actions variables.

Il y a éventuellement lieu de considérer d'autres actions variables que celles définies précédemment. Il s'agit notamment :

- . des efforts horizontaux sur les culées de pont dûs aux dilatations du tablier,
- . des charges non permanentes appliquées à l'ouvrage en terre armée lorsqu'il est susceptible de servir d'aire de stockage de matériaux destinés à la construction d'un autre ouvrage,
- . des efforts éventuels engendrés par certaines charges climatiques, notamment les charges de neige.

Dans chaque cas particulier, il y a lieu d'examiner si la prise en compte de l'une de ces actions peut avoir un caractère déterminant du point de vue des justifications. Le C.C.T.P. les explicite alors et en fixe les valeurs de calcul.

2.2.2.4. Les actions accidentelles.

Les actions accidentelles intéressant les ouvrages en terre armée sont essentiellement :

- . les chocs de véhicules sur dispositifs de retenue en crête des

parements ou au voisinage de ceux-ci,

- . les effets des séismes,
- . les chocs de bateaux pour les ouvrages en bordure de cours d'eau navigables,
- . les effets des affaissements miniers.

Sur le plan des justifications, seuls les chocs de véhicules sur dispositifs de retenue et les séismes sont susceptibles d'être pris en compte. En effet, un choc de bateau sur un mur en terre armée longeant une rivière navigable va endommager localement l'ouvrage car il ne peut être dimensionné en conséquence et il faudra reconstituer la partie détruite. Il en va de même pour les affaissement miniers : si leur amplitude est trop forte, l'ouvrage subira des dégradations nécessitant une réparation.

2.2.2.4.1. Cas des chocs de véhicules sur dispositifs de retenue.

D'une façon générale, les efforts engendrés par les chocs de véhicules sur les dispositifs de retenue intéressent essentiellement les lits supérieurs d'armatures du massif en terre armée. Il n'est donc pas nécessaire de les faire intervenir dans les combinaisons générales relatives aux justifications telles qu'elles sont définies au § 2.4. On se contente d'ajouter aux contraintes dans l'acier des armatures, déterminées pour l'ouvrage à vide, les suppléments de contrainte apportés par les dispositifs de retenue en fonction de leur type.

En ce qui concerne les glissières souples en acier, on admettra de dimensionner le lit supérieur d'armatures en supposant qu'elles doivent reprendre, en plus des efforts propres au fonctionnement de la terre armée, un effort supplémentaire de 400 daN (à ne pas pondérer) régnant à la fois au voisinage du point d'ancrage et au droit du point de traction maximum. Cet effort est à considérer pour chaque armature ou groupe d'armatures fixées à une seule amorce en concomitance avec les efforts dûs aux actions permanentes seules.

Lorsque l'ouvrage est muni de barrières BHO, la méthode de dimensionnement des armatures du lit supérieur est identique à la précédente, la surtension des armatures étant portée à 800 daN (à ne pas pondérer) lorsque les supports ont une longueur de 2 mètres et sont disposés de telle sorte que la distance entre le nu de la barrière et le nu du parement soit de 1,50 m.

Enfin, dans le cas de barrières métalliques normales fixées sur dalle frottante, on admet que l'effort maximum (à ne pas pondérer) transmis à un support, égal à 300 kN, est intégralement transmis au remblai sous forme d'un cisaillement horizontal uniforme appliqué sur la surface de dalle comprise entre deux joints consécutifs. Ce cisaillement est diffusé dans le sol comme indiqué au § 2.1.7., puis directement transmis aux armatures, concernées par cette diffusion. Ici encore, la justification des armatures se fait comme indiqué au § 2.4., le massif en terre armée n'étant soumis qu'aux effets des actions permanentes.

2.2.2.4.2. Cas des séismes.

Le comportement des murs en terre armée sous sollicitations sismiques est encore assez mal connu, puisqu'il n'a fait jusqu'à présent que l'objet d'études partielles. En attendant les résultats d'études plus approfondies, on peut adopter les dispositions de calcul suivantes.

La tension dans les armatures est évaluée en ajoutant aux efforts statiques une composante dynamique dépendant du rapport a/g , où a est l'accélération horizontale à la

base et g l'accélération de la pesanteur. Ce calcul est fait en majorant le coefficient K d'un coefficient K_s défini par la formule :

$$K_s = \frac{E}{2} \left(1 + \frac{z}{H} \right)$$

où E est un coefficient égal à $1,4 \frac{a}{g}$

et z , la profondeur comptée à partir du niveau de la hauteur mécanique H .

En France, on prend généralement $\frac{a}{g} = 0,10$

soit $K_s = 0,07 \left(1 + \frac{z}{H} \right)$

2.2.3. Formation des combinaisons vis-à-vis des états limites

2.2.3.1. Notations.

Dans ce qui suit, on désigne par :

- . G_{\max} , l'ensemble des actions permanentes défavorables,
- . G_{\min} , l'ensemble des actions permanentes favorables,
- . Q_1 , une action variable dite de base,
- . Q_i , les autres actions variables dites d'accompagnement.

2.2.3.2. Principes généraux.

Ainsi que nous le verrons plus loin, la justification des ouvrages en terre armée est basée sur la seule considération d'états-limites ultimes. Il y a donc théoriquement lieu de considérer deux familles de combinaisons : les combinaisons fondamentales axées sur une action variable dite de base avec sa valeur caractéristique et, s'il y a lieu, une ou plusieurs autres actions variables dites d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison, et les combinaisons accidentelles, axées sur une action accidentelle.

En ce qui concerne les combinaisons fondamentales, les actions permanentes sont scindées en deux groupes : celui des actions défavorables (qui agissent donc dans le même sens que celui de l'action variable de base) et celui des actions favorables (qui agissent en sens contraire). Dans une combinaison donnée, les actions favorables et défavorables sont d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action permanente en deux parties. D'une façon générale, le principe de cohérence doit être respecté, ce qui signifie qu'il ne doit pas y avoir contradiction dissimulée (par exemple, choix de deux valeurs différentes de l'angle de frottement interne d'un même sol) dans les valeurs choisies, sauf éventuellement dans le but d'envelopper la réalité. A titre d'exemple, il serait contraire au principe de cohérence de calculer avec des poids volumiques du sol différents l'effort maximal de traction des armatures (qui est plus fort si le poids volumique est plus élevé) et la résistance des armatures par adhérence (qui est également une fonction croissante du poids volumique).

2.2.3.3. Combinaisons fondamentales.

2.2.3.3.1. Cas des ouvrages en site terrestre.

Leur forme générale est la suivante :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + 1,3 \sum \psi_{oi}Q_i$$

La valeur de γ_{Q1} est égale à :

- . 1,5 dans tous les cas non visés ci-après ;
- . 1,6 pour les charges routières sans caractère particulier (y compris engins de terrassement) ;
- . 1,35 pour les charges d'exploitation étroitement

bornées ou de caractère particulier (convois militaires etc...).

Dans le cas des ouvrages en terre armée, l'action variable de base Q_1 sera généralement fournie par la charge d'exploitation sur les parties roulables du remblai et/ou sur l'ouvrage d'art s'il s'agit d'une culée. Il pourra s'agir des efforts apportés par des engins de terrassement empruntant l'ouvrage en terre armée pour accéder à un autre chantier de construction. A noter que dans le cas d'un simple ouvrage de soutènement, il n'y a généralement pas à considérer d'action variable.

Les valeurs des coefficients Ψ_{oi} affectant les éventuelles actions d'accompagnement sont définies par le C.C.T.P. Lorsqu'il s'agit d'une culée de pont, les efforts horizontaux dûs aux dilatations thermiques sont multipliés par le coefficient $\Psi_{oi} = 0,6$.

2.2.3.3.2. Cas des ouvrages en site aquatique.

Dans le cas des ouvrages en site aquatique, il convient de considérer deux situations.

Dans la situation caractéristique, il y a lieu de ne considérer que les combinaisons d'actions permanentes en tenant compte des effets liés à l'eau. En particulier, les efforts dûs au poids du sol sont multipliés par 1,35 ou 1, que son poids volumique soit ou non déjàugé. Par contre, les efforts de poussée hydrostatique ne sont pas pondérés ($\gamma_{Q1} = 1$).

Dans la situation d'accompagnement, la combinaison d'actions est généralement basée, s'il y a lieu sur l'action variable des charges d'exploitation. On tient seulement compte des effets liés à l'eau (déjaugage notamment), mais la forme de la combinaison reste la même que celle explicitée au § 2.2.3.3.1., avec $\Psi_{oi} = 1/1,3$ pour toutes les poussées dues à l'eau.

2.2.3.4. Combinaisons accidentelles.

Ainsi que nous l'avons déjà vu, les efforts transmis par les dispositifs de retenue éventuels au massif en terre armée intéressent essentiellement les lits supérieurs des armatures. Il conduit à prévoir d'éventuels renforcements locaux, renforcements que l'on détermine à l'aide des valeurs fixées au § 2.2.2.4.

Les seules combinaisons accidentelles à envisager sont celles comportant les effets d'un séisme. Elles sont de la forme :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A$$

F_A représentant l'ensemble des efforts horizontaux d'origine pondérale.

2.3. CARACTERES DES MATERIAUX POUR LE CALCUL

2.3.1. Les remblais

2.3.1.1. Poids volumique.

Le poids volumique des terres est généralement mal connu à l'avance et peut d'ailleurs être variable dans le temps, ainsi qu'il l'a été dit au § 2.2.2.2. Les efforts d'origine pondérale sont donc calculés en considérant des valeurs caractéristiques du poids volumique.

Si l'on connaît une valeur moyenne pour le sol qui servira à la construction du massif en terre armée et dans les conditions de la mise en oeuvre, les valeurs caractéristiques seront obtenues en ajoutant ou en retranchant une fraction de cette valeur moyenne égale à 5%.

Si la nature du sol est mal connue à l'avance, on adoptera les valeurs forfaitaires suivantes :

	γ_{\max}	γ_{\min}
γ	20	18
γ' (déjaugé)	12	10

Ces valeurs sont exprimées en kN/m³ ; elles sont utilisables également pour le massif de sol soutenu par l'ouvrage en terre armée.

Lorsque le matériau prévu pour constituer la terre armée est constitué par des granulats légers, une étude préalable de poids volumique est nécessaire. Signalons que suivant le type de granulats envisagés, le poids volumique en vrac peut varier de 4 à 7,5 kN/m³.

2.3.1.2. Frottement interne.

a) Cas du matériau de la terre armée

Comme nous l'avons vu au § 2.1., la valeur de l'angle de frottement interne φ_1 intervient à la fois pour estimer l'adhérence sol-armatures et pour calculer l'effort maximal de traction dans les armatures.

Le chapitre 3 relatif aux qualités requises pour les matériaux, impose que l'angle de frottement interne du sol, mesuré sur le matériau saturé dans les conditions de cisaillement rapide (cf Annexe 1.1.) soit au moins de 25°, ou que l'angle de frottement sol-armature mesuré dans les mêmes conditions (cf Annexe 1.2.) soit au moins de 22°. Cette condition, dans le cas d'un ouvrage terrestre, et sous réserve que le compactage soit effectué de façon méthodique conformément aux indications du § 4.2.7.2., garantit un angle de frottement interne minimum du remblai égal à :

$$\varphi_1 = 36^\circ \quad (\text{tg } \varphi_1 = 0,726)$$

Cette valeur est à prendre en compte comme valeur caractéristique minimale, quel que soit le type d'armature utilisé.

Dans le cas des ouvrages en site aquatique, une étude particulière est nécessaire. Au stade du prédimensionnement, il est raisonnable de ne pas prendre une valeur de l'angle de frottement interne supérieure à 25°.

Dans le cas des ouvrages de soutènement en site terrestre qui ne font pas l'objet du compactage soigné défini au chapitre 4, il convient de déterminer préalablement l'angle de frottement interne du sol dans les conditions de sa mise en oeuvre.

Enfin, pour les remblais de granulats légers, l'étude de laboratoire est là encore nécessaire.

b) Cas du remblai soutenu par le massif

En l'absence de mesures concernant les caractéristiques des matériaux qui seront mis en oeuvre (cas des remblais rapportés), les calculs seront faits en adoptant les caractéristiques suivantes :

$$\varphi_2 = 30^\circ \quad C = 0$$

à condition qu'elles soient compatibles avec la pente du remblai.

Dans le cas du sol en place, il y a lieu de procéder à la mesure des caractéristiques à court et long terme.

2.3.2. Les armatures

La caractéristique mécanique des armatures intervenant dans les justifications est sa charge de rupture R (cf Fiches techniques en Annexe 2).

2.3.3. Frottement apparent entre le remblai et les armatures

2.3.3.1. Armatures à haute adhérence.

Dans le cas de remblais compactés, le coefficient de frottement sol-armature est supposé constant tout le long d'une armature et schématisé en fonction de la profondeur z mesurée à partir du niveau de la hauteur mécanique, par la loi suivante (fig. 2-21) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f^* = f_o^* \left(1 - \frac{z}{z_o}\right) + \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{z}{z_o} & \text{pour } z \leq z_o = 6 \text{ m} \\ f^* = \operatorname{tg} \varphi_1 & \text{pour } z > z_o \end{array} \right.$$

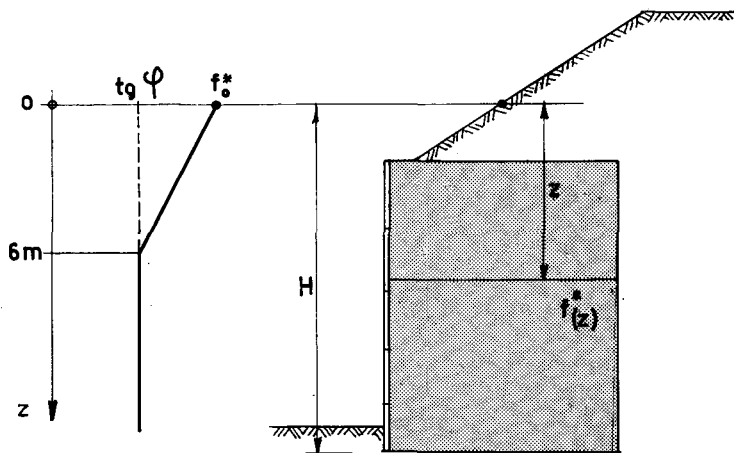


Fig. 2-21 : Détermination de f^* en fonction de la profondeur

Pour les remblais en site terrestre et les matériaux répondant aux spécifications du chapitre 3, l'angle φ_1 est pris égal à la valeur caractéristique minimale de 36° .

Le coefficient f_o^* dépend de nombreux paramètres (granularité, angularité, angle φ_o de frottement interne, etc...). Il peut être évalué par la formule :

$$f_o^* = 1,2 + \log_{10} CU$$

où CU est le coefficient d'uniformité du remblai :

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D60 et D10 représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètres inférieurs représentent 60% et 10% du poids total.

En l'absence de mesures précises, on retiendra comme valeur minimale :

$$f_o^* = 1,5$$

2.3.3.2. Armatures lisses.

Le respect des spécifications sur le choix des matériaux de remblai (cf chapitre 3) impose un angle de frottement sol-armature minimum de 22°, mesuré dans les conditions du mode opératoire de l'Annexe 22. Ceci permet de prendre en compte la valeur minimale suivante, constante dans tout le massif :

$$f^* = \text{tg } 22^\circ = 0,40$$

2.3.3.3. Cas particuliers.

Les valeurs numériques indiquées dans les précédents alinéas ne sont valables que pour des armatures en acier disposées dans un massif de terre armée en site terrestre, le sol étant compacté suivant les recommandations du chapitre 3.

Dans les autres cas (armatures de nature différente, remblai non compacté, massif en site aquatique, remblai de granulats légers...), il convient de procéder à des essais spécifiques pour évaluer l'angle de frottement interne ou sol-armature.

Dans le cas des armatures H.A., la loi de variation de f^* en fonction de la profondeur z est obtenue à partir de celle donnée pour les remblais compactés en site terrestre (cf § 2.3.3.1.) par une affinité d'axe Of^* et dont le rapport est égal à :

• $\frac{\text{tg } \varphi_u}{\text{tg } \varphi_1}$ pour les ouvrages en site aquatique, où φ_u est l'angle de frottement interne du matériau de remblai saturé, mesuré dans les conditions du mode opératoire de l'annexe 1.1,

• $\frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \varphi_1}$ pour les remblais non compactés, où φ est l'angle de frottement interne mesuré dans les conditions de mise en oeuvre.

2.3.4. Les parements

2.3.4.1. Parements en béton.

Comme nous le verrons au § 2.4., il n'y a pas de justification par le calcul prévue pour les écaillés des parements en béton. Leur dimensionnement est issu d'essais directs de résistance et dépend de la contrainte horizontale qu'elles auront à supporter (cf Fiches techniques en Annexe 2).

2.3.4.2. Parements métalliques.

De même que les écaillés de béton, les éléments de parements métalliques ne font pas l'objet de justification par le calcul. Ils ont été dimensionnés pour résister aux efforts qu'ils seraient amenés à reprendre dans un mur de 100 mètres de hauteur. Il n'y a donc pas de caractères à retenir pour le calcul.

2.4. LES REGLES DE JUSTIFICATION DES OUVRAGES EN TERRE ARMEE

2.4.1. Introduction

De la même façon que pour la définition des combinaisons d'actions, et des sollicitations de calcul, les règles de justification des ouvrages en terre armée établies dans le présent paragraphe se réfèrent au Directives Communes relatives au Calcul des Constructions (D.C.C. de 1979). Elles sont donc basées sur la considération d'états limites regroupant un certain nombre de critères.

Comme nous l'avons dit au § 2.1.2., les ouvrages en terre armée se comportent globalement comme des murs-poids, ce qui conduit à considérer deux états-limites vis à vis du sol de fondation : un état-limite de stabilité externe locale, correspondant à un mode de rupture possible par poinçonnement du sol de fondation ou par glissement sous la base du massif en terre armée, et un état-limite dit de stabilité externe générale, communément appelée stabilité au "grand glissement".

Du point de vue du comportement interne de la terre armée, les modes de rupture possible font intervenir l'aptitude des armatures, du remblai, et du parement à résister aux efforts auxquels ils sont soumis. On peut donc définir un état-limite de résistance du matériau terre armée et un état limite de résistance du parement. L'état-limite de résistance du matériau terre armée correspond aux modes de rupture possibles par cassure des armatures ou par défaut d'adhérence.

Pour déterminer les efforts de calcul dans les armatures, on se réfère à deux méthodes d'analyse différentes que l'on appelle "méthode de l'équilibre local" et "méthode de l'équilibre global". L'existence de ces deux méthodes s'explique de la façon suivante. A priori, la présence de zones actives et résistantes, relativement au frottement sol-armature, peut être mise en évidence dans tout ouvrage en terre armée. Mais la schématisation de la frontière entre ces zones telle que définie en 2.1.4. ainsi que celle de l'état de contraintes dans le remblai (cf § 2.1.5.) sont issues de constatations expérimentales portant essentiellement sur des murs de soutènement et des culées de ponts de géométrie non exceptionnelle. Lorsqu'il faut projeter des ouvrages de conception inhabituelle, ou soumis à des charges particulières et exceptionnelles, il paraît insuffisant d'appliquer une méthode qui a été mise au point pour des ouvrages de nature différente. C'est pourquoi une autre méthode a été considérée, qui envisage au sein du massif des lignes de rupture potentielle, de façon analogue aux théories classiques d'équilibre limite dans les massifs de sol.

Cette dernière méthode, dite de l'équilibre global, a été ajustée de façon à être sensiblement équivalente à la première dans les cas courants. Dans la pratique, il convient donc, en principe, de justifier les ouvrages en terre armée vis à vis de la stabilité interne en suivant les deux démarches que l'on explicite ci-après. Toutefois, dans le cas des murs de géométrie non exceptionnelle, il est possible de se dispenser d'une justification par la méthode de l'équilibre global.

2.4.2. Mode de calcul des efforts dans les armatures par la méthode de l'équilibre local

2.4.2.1. Principe de la méthode.

Le principe de la méthode consiste à calculer l'effort de traction maximal T_{\max} à partir des contraintes qui s'exercent dans le sol de remblai en ce point. Au point de traction maximale M , la contrainte de cisaillement dans le sol est nulle et les contraintes verticale σ_1 et horizontale σ_3 sont donc principales. Par raison de symétrie, les cisaillements sont également supposés nuls sur un plan médian entre deux lits d'armatures (fig. 2-22). On écrit que localement les contraintes σ_3 sont équilibrées par les armatures.

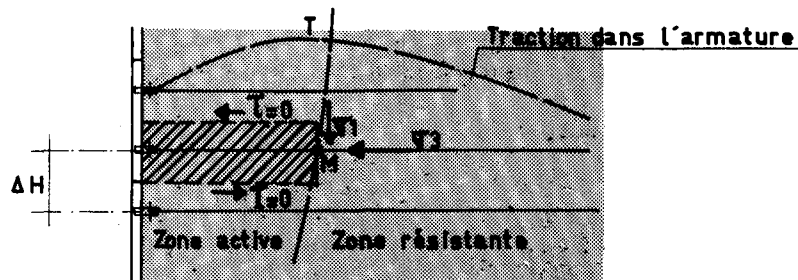


Fig. 2-22 : Contraintes dans le sol de remblai

2.4.2.1.1. Cas des armatures normales au parement.

Appelons ΔH l'espacement entre deux lits horizontaux d'armatures qui sont disposées à raison de N unités par mètre linéaire de parement. Chaque armature équilibre donc un effort :

$$T_{\max} = \frac{\Delta H}{N} \sigma_3$$

La contrainte σ_3 admet pour expression générale :

$$\sigma_3 = K \sigma_1 + \Delta\sigma_3$$

Dans cette expression, σ_1 est la contrainte verticale au point considéré, évaluée comme indiqué ci-après. K est le coefficient dont le mode de calcul a été précisé au § 2.1.5. Enfin, $\Delta\sigma_3$ est le supplément de contrainte horizontale engendré par des efforts horizontaux (appliqués en tête du massif en terre armée, ou transmis directement au parement).

2.4.2.1.2. Cas des armatures biaisées par rapport au parement.

S'il s'agit d'armatures biaisées dans l'angle aigu d'un ouvrage (cf § 1.3.1.6.1.), on ne fait pas de justification particulière et on admet de mettre la même densité d'armature qu'en section courante.

S'il s'agit d'armatures biaisées en section courante (pour éviter un obstacle dans le remblai par exemple), on évalue T_{\max} par la formule :

$$T_{\max} = \frac{\Delta H}{N \sin \theta} \sigma_3$$

où θ est l'angle de l'armature avec le parement.

2.4.2.2. Calcul de σ_1 .

Le calcul de σ_1 se fait par la méthode générale de calcul des contraintes verticales dans les massifs en terre armée, exposée au § 2.1.7. Le fait que σ_1 soit évaluée à chaque niveau par la méthode de Meyerhof présente un caractère conventionnel puisque sur une fraction (généralement réduite) de leur longueur, les armatures ne paraissent pas soumises à une contrainte verticale, ce qui n'a évidemment pas de sens physique. Il ne faudrait pas, en particulier, saisir l'occasion pour réduire la longueur de ces armatures.

2.4.3. Mode de calcul des efforts dans les armatures par la méthode de l'équilibre global

La méthode de l'équilibre global consiste à envisager des plans de rupture potentielle issus de tout point du parement, correspondant à des schémas de rupture cinématiquement admissible (en particulier les sommiers en béton ne peuvent pas être coupés par une ligne de rupture). Chacun de ces plans délimite avec le parement, la surface libre de l'ouvrage et la verticale du point où il sort du massif armé, un volume en forme de "coin" (fig. 2-23)

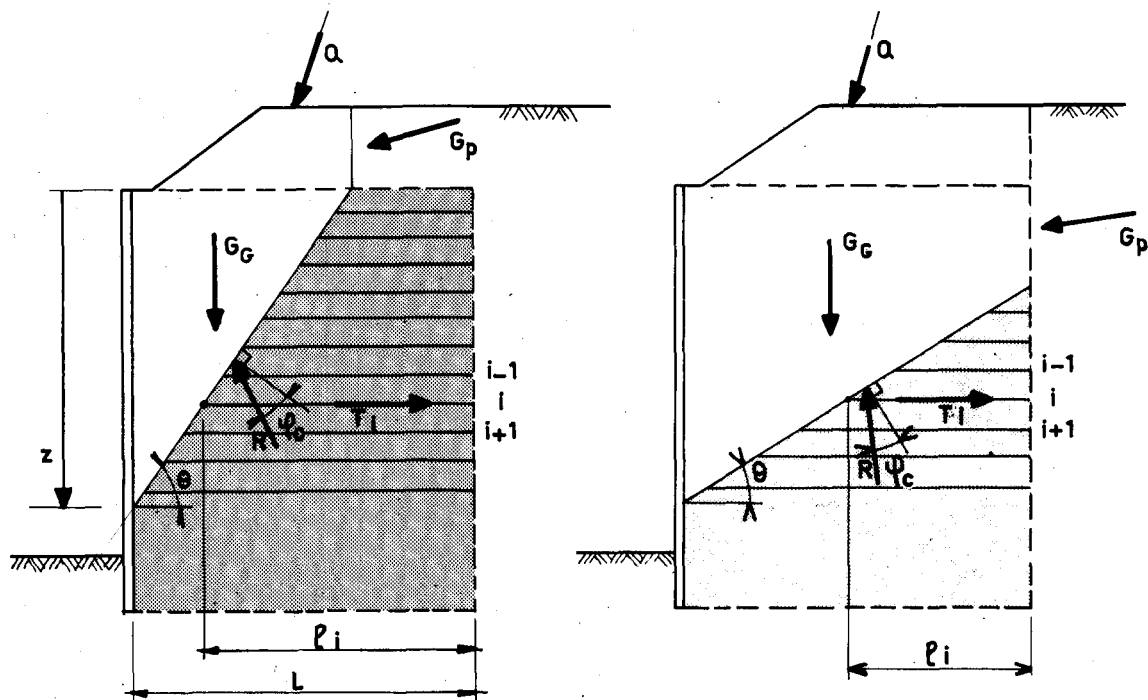


Fig. 2-23 : Méthode de l'équilibre global

On admet alors que ce coin est soumis aux actions issues des efforts suivants :

- . les efforts de poids propre, notés G_G ,
- . les efforts (horizontaux et verticaux) dus aux charges variables éventuelles, notés Q ,
- . les efforts dus aux poussées des terres, notés G_p ,
- . la réaction du remblai sur le "coin" inclinée à l'angle φ_1 sur la normale au plan noté R ,
- . la somme des efforts de traction $\sum T_i$ développés dans les armatures du massif qui traversent le plan.

Cette énumération n'est pas exhaustive ; il peut y avoir à prendre en compte d'autres efforts, notamment ceux liés à l'eau, les parties immergées étant déjàugées. Pour les calculs pratiques, les actions sont prises en compte avec les pondérations relatives à l'état-limite envisagé.

L'application des théorèmes de la statique permet alors de calculer $\sum T_i$ en fonction de l'angle du plan de rupture potentielle avec l'horizontale.

Il n'est pas possible d'explicitier les valeurs des efforts T_i élémentaires sans faire des hypothèses supplémentaires concernant leur distribution, hypothèses très certainement contestables en l'absence actuelle de données expérimentales précises. On se contente donc de

déterminer, en faisant varier l'angle θ la grandeur ΣT , en fonction de θ , qui est comparée à l'effort maximal mobilisable (cfⁱ § 2.4.2.2.1.).

Dans le cas d'armatures biaises par rapport au parement, on applique les mêmes principes que ceux exposés au § 2.4.2.1.2.

2.4.4. Les critères de justification

2.4.4.1. Les critères de stabilité externe locale.

Ces critères sont au nombre de deux et sont identiques à ceux définis pour les fondations superficielles.

2.4.4.1.1. Le critère de poinçonnement.

La justification vis à vis de ce critère consiste à vérifier que la contrainte de référence $q_{réf}$, appliquée au sol de fondation et déterminée comme indiqué au § 2.1.2., est inférieure à la contrainte limite \bar{q} déduite de la contrainte à "rupture" du sol que l'on calcule à partir des essais de laboratoire ou des essais en place. Rappelons que, d'une façon générale, \bar{q} se présente sous la forme :

$$\bar{q} = q_0 + \frac{1}{\gamma_s} \Delta q_r$$

où γ_s est un coefficient de sécurité précisé au § 2.4.5.1., q_0 est la contrainte verticale initiale au niveau de la fondation. Δq_r est le supplément de portance à rupture offert par le sol au niveau de fondation ; son évaluation doit tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison (souvent faibles) de la résultante des efforts appliqués au sol de fondation.

2.4.4.1.2. Le critère de glissement sous la base.

La justification vis à vis de ce critère consiste à s'assurer que l'effort horizontal total auquel est soumis le massif en terre armée est inférieur à la résistance de calcul due au frottement du massif sur le sol de fondation :

$$Q_h \leq \bar{Q}_h$$

Cette résistance de calcul est évaluée par la formule :

$$\bar{Q}_h = \frac{1}{\gamma_g} (fQ_v + CS')$$

où γ_g est un coefficient de sécurité explicité au § 2.4.5.1., f est le coefficient de frottement sol-massif, Q_v la résultante verticale des efforts issus de la combinaison d'actions considérée, C est la cohésion du sol de fondation et S' l'aire de la surface de sol supposée comprimée par le massif en terre armée. Le coefficient de frottement f est égal à $\text{tg } \varphi$, φ étant l'angle de frottement interne du sol de fondation en place.

2.4.4.2. Les critères de stabilité interne.

La justification de la stabilité interne ne se présente pas de la même façon selon que la méthode employée est celle de l'équilibre local ou celle de l'équilibre global. Dans le premier cas deux critères indépendants peuvent être dégagés alors que dans le second cas la vérification se fait en considérant un critère global de résistance du matériau terre armée.

2.4.4.2.1. Cas d'une justification par la méthode de l'équilibre local.

a) Le critère de résistance mécanique des armatures.

La vérification de ce critère consiste à s'assurer que les armatures sont aptes à résister aux efforts de traction auxquels elles sont soumises.

En fait, deux sections peuvent être critiques pour les armatures : la section soumise à l'effort T_{\max} , qui est située au droit de la frontière entre zones active et résistante, et la section d'attache sur le parement qui, bien que soumise à un effort de traction moindre, est affaiblie du fait de la présence du trou pour le boulonnage.

Ainsi qu'il l'a été expliqué au § 2.1.4.1., les mesures en vraie grandeur ont montré que l'effort dans les armatures au droit du parement n'excède pas $0,75T_{\max}$ quel que soit le niveau auquel on se place.

La vérification du critère de résistance mécanique consiste à s'assurer que l'effort de traction dans les deux sections en question reste inférieur à un effort de traction limite, soit :

$$(I) \quad T_{\max} \leq \overline{T}_{r1} = \frac{1}{\delta_r} R \frac{e_c}{e_o}$$

$$(II) \quad 0,75T_{\max} \leq \overline{T}_{r2} = \frac{1}{\delta_r} R \frac{b' e_c}{b e_o}$$

Dans ces formules, δ est un coefficient de sécurité précisé au § 2.4.5.2., R est la charge de rupture de l'armature, e_o est son épaisseur nominale et e_c est son épaisseur de calcul obtenu en retranchant de e_o l'épaisseur sacrifiée pour corrosion selon les recommandation du chapitre 3, b est la largeur courante de l'armature et b' est sa largeur résistante au droit de l'attache sur les amorces.

b) Le critère d'adhérence.

La vérification du critère d'adhérence consiste à s'assurer que les armatures ne sont pas susceptibles, du fait de l'effort de traction auquel elles sont soumises, de glisser par rapport au sol.

Il convient donc de vérifier que l'effort T_{\max} calculé dans chaque armature reste inférieur à un effort limite \overline{T}_f calculé de la façon suivante :

$$\overline{T}_f = \frac{1}{\delta_f} 2b \int_{L-L_a}^L f^* \sigma_1(x) dx$$

dans cette expression, δ_f est un coefficient de sécurité dont la valeur est précisée au § 2.4.5.2., f^* est le coefficient de frottement apparent de calcul défini au § 2.3.3. (il est constant pour un même lit d'armatures) et $\sigma_1(x)$ est la contrainte verticale à l'abscisse x de l'armature, déterminée selon la méthode générale exposée au § 2.1.7. L'intégration porte sur la longueur d'adhérence.

2.4.4.2.2. Cas d'une justification par la méthode de l'équilibre global.

Dans ce cas, on ne définit qu'un seul critère global. Pour chaque armature traversant le plan de rupture potentielle, on définit une charge limite par la formule :

$$\overline{T}_i = \text{Min} (\overline{T}_r, \overline{T}_f)$$

$$\text{avec } \overline{T}_r = \frac{1}{\delta_r} R \frac{e_c}{e_o} \quad \text{et} \quad \overline{T}_f = \frac{1}{\delta_f} 2b \int_{L-l_i}^L f^* \sigma_1(x) dx$$

Les notations, dans ces expressions, sont les mêmes que précédemment. Pour les ouvrages à géométrie irrégulière, lorsque la méthode de l'équilibre local est difficile à appliquer, σ_1 peut être pris égal à γh . L'intégration

dans la formule de \bar{T}_f porte sur la partie d'armature située en dehors du "coin" de rupture potentielle.

La vérification du critère en question consiste alors à vérifier, pour toutes les valeurs de θ , on a :

$$\sum T_i \leq 0,8 \sum \bar{T}_i$$

La sommation porte, comme pour $(T)_{\max}$, sur l'ensemble des armatures traversant le plan de rupture potentielle.

2.4.5. Définition des états-limites. Règles de justification

La définition des états-limites pour les ouvrages en terre armée se rattache nécessairement à leurs modes de rupture. Les justifications seront donc essentiellement conduites à l'état-limite ultime. Il n'est pas possible, à l'heure actuelle, de dégager des critères accessibles au calcul et permettant de définir un état-limite de service comme par exemple, un état-limite de tassement différentiel. En ce qui concerne ce problème particulier, il convient généralement d'estimer le tassement total probable sous les efforts physiques probables (charges permanentes non pondérées) du sol de fondation sous le massif en terre armée, d'examiner l'homogénéité du site et d'apprécier les risques d'éventuels tassements différentiels susceptibles d'engendrer des dégradations dans le parement des ouvrages.

2.4.5.1. Les états-limites de stabilité externe.

2.4.5.1.1. L'état-limite de stabilité externe locale.

Il s'agit d'un état-limite ultime qui regroupe les critères de stabilité externe locale.

Le critère de poinçonnement est considéré dans tous les cas et le coefficient γ_s est pris égal à 1,5 sauf prescriptions contraires du C.C.T.P. Cette valeur est un peu plus faible que dans le cas des semelles de fondation en béton armé ; elle tient compte de la plus grande adaptabilité de la terre armée à des tassements différentiels en section transversale.

Le critère de glissement sous la base n'est à considérer que si l'ouvrage en terre armée assure une fonction de soutènement. Dans ce cas, le coefficient γ_g est pris égal à 1,2. L'attention est attirée sur le fait que le choix de ce coefficient suppose une évaluation prudente de la cohésion, éventuellement prise en compte, du sol de fondation. Le rôle de cette cohésion est encore mal connu et aléatoire. Si des essais de laboratoire conduisaient à des valeurs assez fortes (supérieures à 0,1 MPa), il conviendrait d'augmenter le coefficient γ_g .

2.4.5.1.2. L'état-limite de stabilité externe générale.

Cet état limite correspond à un mode de rupture de l'ouvrage par grand glissement. De par sa nature, les justifications correspondantes devraient être faites sous sollicitations ultimes mais ceci n'a pas une grande signification. En effet, l'on peut être amené à projeter des ouvrages en terre armée dans des sites où les sols sont dans un état de stabilité naturelle très variable. Notamment, certains tracés routiers peuvent prévoir la traversée de zones où les sols sont très mous ou à la limite de stabilité. Imposer dans de telles circonstances, un coefficient de sécurité au grand glissement perd toute signification.

Dans la pratique, il convient de faire un calcul de stabilité au grand glissement par rapport à des surfaces de rupture circulaires (ou plus complexes) avec des caractéristiques probables des sols à court et à long terme, englobant le massif en terre armée. Le calcul est généralement conduit par la méthode des "tranches". Dans certains cas où il faut tenir compte de surfaces de rupture recoupant le massif de terre armée, on ajoute aux efforts sur le massif les résistances limites à la traction ou à l'adhérence des armatures coupées par la

surface de rupture.

On aboutit ainsi à un "coefficient de sécurité" qui est, en général, un rapport entre le moment des efforts "moteurs" (c'est à dire agissant dans le sens de l'instabilité) et le moment des efforts "résistants" pris par rapport au centre du cercle de rupture. La connaissance de ce coefficient permet d'apprécier la viabilité du projet. En règle générale, s'il est supérieur à 1,5, il y a peu de risques à exécuter les ouvrages. En dessous de cette valeur, il convient d'étudier soigneusement les méthodes et le phasage d'exécution de façon à garantir la construction dans les meilleures conditions possibles de sécurité (cf § 1.3.2.4.). Pour des ouvrages fondés sur des pentes, on admet un coefficient de sécurité voisin de celui du versant naturel ou du talus de remblai.

2.4.5.2. Les états-limites de stabilité interne.

2.4.5.2.1. L'état-limite de résistance du matériau terre armée.

Les justifications vis à vis de cet état-limite sont également conduites sous sollicitations ultimes ; elles concernent les critères de résistance mécanique et d'adhérence si la méthode de l'équilibre local est employée, et le critère de résistance globale dans le cas de la méthode de l'équilibre global.

Dans tous les cas, le coefficient γ_r prend les valeurs :

- . 1,5 pour les ouvrages ordinaires (cf § 1.2)
- . 1,65 pour les ouvrages à haut niveau de sécurité (cf § 1.2) et les ouvrages en site aquatique.

Le coefficient γ_f (relatif aux calculs d'adhérence) prend les valeurs suivantes :

- . 1,35 pour les ouvrages ordinaires
- . 1,5 pour les ouvrages à haut niveau de sécurité et les ouvrages en site aquatique.

2.4.5.2.2. L'état-limite de résistance du parement.

Ainsi que nous l'avons déjà dit au § 2.3.4., il n'est pas prévu de justification pour le calcul des éléments de parement. En ce qui concerne les écaillés de béton, leur dimensionnement dans l'état actuel de la technologie résulte d'essais en vraie grandeur et il en va de même pour les éléments de parement métalliques.

Qualité des matériaux

3.1. QUALITE DES MATERIAUX

3.1.1. Matériaux de remblai de terre armée

3.1.1.1. Nature des matériaux de remblai.

Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle. Ils ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible, ni déchets domestiques.

La qualité des matériaux de remblai utilisables pour la terre armée, qu'ils soient d'origine naturelle ou industrielle, répond à des critères bien déterminés.

On distingue parmi ceux-ci :

- d'une part des critères géotechniques,
- d'autre part des critères chimiques ou électrochimiques,

En outre, l'emploi d'un matériau d'origine industrielle dont on n'aurait pas une expérience suffisante, même s'il satisfait aux critères retenus, doit être soumis préalablement à l'avis d'une autorité compétente et habilitée.

3.1.1.2. Critères géotechniques.

Les matériaux de remblai doivent satisfaire à la fois à un critère mécanique et à un critère de mise en oeuvre.

3.1.1.2.1. Critère mécanique.

Pour les armatures à haute adhérence l'angle de frottement interne mesuré sur le matériau saturé dans des conditions de cisaillement rapide (cf. mode opératoire de l'annexe 1.1) doit être supérieur ou égal à 25°. Pour les armatures lisses, l'angle de frottement sol-armature mesuré dans les mêmes conditions (cf. mode opératoire de l'annexe 1.2) doit être supérieur ou égal à 22°.

Pour des raisons pratiques, on substitue en partie à ce critère de frottement des critères granulométriques, où interviennent les passants à 80 μm et à 15 μm . La démarche pratique est schématisée par le tableau 3-I :

passant à 80 µm	≤15%	Critère mécanique satisfait				
	>15%	passant à 15 µm	≤10%	Critère mécanique satisfait		
			10% à 20%	Armatures H.A.	angle de frottement interne ≥ 25°	critère mécanique satisfait
				Armatures H.A.	angle de frottement interne < 25°	Matériau inutilisable en terre armée
			lisses	Armatures sol-armature ≥ 22°	critère mécanique satisfait	
		lisses		angle de frottement sol-armature < 22°	Matériau inutilisable en terre armée	
>20%	Matériau inutilisable en terre armée					

Tableau 3-I : Critères mécaniques pour le choix d'un matériau de remblai

3.1.1.2.2. Critère de mise en oeuvre.

La dimension des plus gros éléments ne doit pas excéder 250 mm, compte tenu de la faible épaisseur des couches (0,33 ou 0,375 cm). Il convient en outre de limiter la teneur en eau des matériaux sensibles à l'eau, conformément à la Recommandation pour les Terrassements Routiers (R.T.R.), afin d'éviter des difficultés lors du compactage (cf. § 4.2.7.2.).

3.1.1.2.3. Guide pour le choix des sols de remblai.

A partir de la classification des sols du document "R.T.R.", on peut distinguer trois catégories :

- les sols directement utilisables en terre armée
- les sols inutilisables dans leur état naturel
- les sols utilisables sous réserve d'une vérification du critère mécanique (cf. tableau 3-I)

Ces catégories sont présentées dans le tableau 3-II qui constitue un guide pour le choix des sols de remblai.

Classes de sols distinguées dans la classification RTR(*)		Sol utilisable en terre armée	Sol nécessitant une vérification du critère mécanique	Sol inutilisable en terre armée dans son état naturel
<u>Sols de la classe A</u> D < 50mm passant à 80µm > 35%	A _{1m} ; A _{1s} A _{2m} ; A _{2s}		X	
	A ₃ ^{1h} ; A ₄ ^{2h}			X
<u>Sols de la classe B</u> D < 50mm passant à 80µm compris entre 5 et 35%	B ₁ ; B ₃ B _{2m} ; B _{2s} B _{4m} ; B _{4s}	X		
	B _{5m} ; B _{5s} B _{6m} ; B _{6s}		X	
	B _{5h} ^{2h} ; B _{6h} ^{4h}			X
<u>Sols de la classe C</u> D > 50mm passant à 80µm > 5%	C _{2m} ; C _{2s}	X		
	C _{1m} ; C _{1s}		X (1)	
	C ₃ ; C _{2h} ; C _{1h}			X
<u>Sols de la classe D</u> passant à 80µm < 5%	D ₁ ; D ₂ ; D ₃	X		
	D ₄			X
<u>Sols de la classe E</u> roches évolutives	C _{ra} ; C _{rb} ; E ₂	X (1)		
	E ₃		X (1)	
	C _{rc} ; C _{rd}			X

(1) Sous réserve qu'à la mise en oeuvre, ces matériaux ne contiennent plus d'éléments > 250mm.

Tableau 3-II : Guide pour le choix des sols de remblai

*Voir classification de la "Recommandation pour les Terrassements Routiers" Document SETRA-LCPC (1976)

Le tableau exclue d'un emploi en terre armée :

- les classes de sols sensibles à l'eau et trop humides repérées par l'indice h (critère de mise en oeuvre non satisfait)

- les classes de sols A₃ et A₄ concernant des sols essentiellement argileux (critère mécanique en général non satisfait)

- les classes de sols C₃ et D₄ concernant des matériaux comportant des éléments supérieurs à 250 mm (critère de mise en oeuvre non satisfait).

- les craies Crc et Crd trop humbles et friables (critère mécanique et de mise en oeuvre non satisfait).

L'utilisation des matériaux de classe F, et notamment des déchets industriels (stérils de mines ou de carrière, schistes houillers, laitiers, cendres volantes,...etc) doit faire l'objet d'une étude spécifique.

3.1.1.3. Critères chimiques et électrochimiques.

Les critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

3.1.1.3.1. La résistivité.

La résistivité du matériau de remblai, déterminée dans tous les cas, est mesurée suivant le mode opératoire de l'annexe n° 13, sur le matériau saturé après une heure de contact sol-eau à 20° C.

Elle doit être supérieure à :

- 1000 ohm-centimètre (Ω cm) pour les ouvrages hors d'eau
- 3000 ohm-centimètre (Ω cm) pour les ouvrages en eau douce.

3.1.1.3.2. L'activité en ions hydrogène ou "pH".

L'activité en ions hydrogène du sol, également déterminée dans tous les cas, est mesurée conformément à la norme NFT 01013 dans l'eau extraite du mélange sol-eau dans les conditions du mode opératoire de l'annexe 14. Sa valeur doit être comprise entre 5 et 10.

3.1.1.3.3. La teneur en sels solubles.

Elle n'est déterminée en principe que pour les matériaux de remblai naturel dont la résistivité est comprise entre 1000 Ω cm et 5000 Ω cm, et pour les matériaux de remblai d'origine industrielle.

On mesure la concentration en chlorure [Cl⁻] selon la norme NFT 90014 et la concentration en sulfate [SO₄⁻⁻] selon la norme NFT 90009, dans l'eau extraite selon le mode opératoire de l'annexe 14.

Les valeurs de concentration doivent respecter les conditions suivantes :

- ouvrages hors d'eau :
$$\begin{cases} [Cl^-] \leq 200 \text{ mg / kg} \\ [SO_4^{--}] \leq 1000 \text{ mg / kg} \end{cases}$$
- ouvrages en eau douce :
$$\begin{cases} [Cl^-] \leq 100 \text{ mg / kg} \\ [SO_4^{--}] \leq 500 \text{ mg / kg} \end{cases}$$

3.1.1.3.4. La teneur en sulfures totaux.

Elle n'est déterminée en principe que lorsque l'origine du matériau de remblai laisse supposer la présence de sulfures. La détection qualitative de ces sulfures est effectuée selon le mode opératoire de l'annexe 15, et leur dosage éventuel par un laboratoire compétent.

La concentration en soufre doit être inférieure à 300mg/kg pour les ouvrages hors d'eau et 100mg/kg pour les ouvrages en eau douce.

3.1.1.3.5. Les matières organiques.

Les matériaux de remblai utilisés ne doivent pas contenir de matières organiques. Cependant, en cas de doute, pour les ouvrages immergés, on peut vérifier que la teneur en matières organiques déterminée suivant le mode opératoire défini en annexe 1.6. ne dépasse pas le seuil autorisé de 100 p.p.m. (exprimé en carbone).

3.1.1.3.6. L'activité biologique

Elle n'est prise en considération que pour les ouvrages en eau douce, de la classe des ouvrages à "risque élevé" ou "à risque particulier" (cf. § 1.2.), lorsque les résultats des critères précédents laissent craindre une telle activité.

On caractérise la présence de microorganismes aérobies par la mesure de la "Demande biochimique en oxygène" (DBO) suivant le mode opératoire défini par la norme NFT 90103. Le seuil autorisé est : D.B.O. 5 \leq 20mg/kg.

Les microorganismes anaérobies sont déterminés par un comptage spécifique de chaque espèce, effectué selon les procédés reconnus par l'Institut National de Recherche Agronomique. Le seuil de population en bactéries est de 10 par gramme de sol.

3.1.2. **Armatures**

3.1.2.1. Durabilité des armatures.

La durabilité des divers matériaux pouvant constituer les armatures a fait l'objet d'une investigation très complète. Les matières plastiques, bien que séduisantes a priori, n'ont pas été retenues en raison d'une trop faible expérience sur leur vieillissement. Les métaux nobles, aciers dits "inoxydables" et alliages légers d'aluminium, se sont révélés peu fiables dans certains cas particuliers. C'est l'acier doux, galvanisé ou non, pour lequel on bénéficie d'une très longue expérience et de constatations nombreuses, qui est utilisé. Il est en fait le matériau le plus fiable et le plus économique, dans l'état actuel des connaissances sur la durabilité.

Dans les métaux, le vieillissement est dû aux phénomènes de corrosion, qui, suivant le type de métal, peut être uniforme ou localisée. La corrosion uniforme se manifeste par un amincissement régulier et lent de l'armature, se prêtant bien à une prévision de son évolution dans le temps. Les armatures en acier doux, galvanisé ou non, présentent un comportement de genre.

La corrosion localisée se manifeste par des piqûres pouvant provoquer la perforation des armatures sur des surfaces plus ou moins importantes ; le phénomène et son évolution, sont difficilement prévisibles. Les matériaux qui se recouvrent spontanément d'une couche d'oxyde, comme l'acier dit "inoxydable" et les alliages légers à base d'aluminium, sont sensibles à ce type de corrosion.

Dans l'état actuel des connaissances, il est préférable de réaliser les armatures avec des métaux présentant une corrosion uniforme au contact des sols. L'emploi d'acier galvanisé paraît la meilleure solution pour les trois raisons suivantes :

- le zinc assure la protection cathodique de l'acier éventuel-

lement mis à nu par une dégradation d'origine mécanique ou chimique,

- le zinc favorise l'établissement d'un régime de corrosion uniforme et son maintien tout au long de la vie de l'armature.

- l'expérience montre que le zinc dissout présent dans les produits de corrosion entourant l'armature contribue efficacement au ralentissement progressif de la corrosion de l'acier sous-jacent.

Les armatures qui font l'objet des présentes spécifications sont en acier non allié (acier doux), revêtu de zinc ou non. On peut envisager l'utilisation d'autres matériaux (aciers dits inoxydables, alliages légers à base d'aluminium...), sous réserve de l'agrément par un organisme compétent et habilité.

3.1.2.2. Caractéristiques des armatures en acier non allié revêtu de zinc ou non.

(cf. fiches techniques en annexe 2)

3.1.2.2.1. Caractéristiques géométriques nominales.

Il s'agit de :

- largeurs nominales (l_n) assorties de tolérances fixées par le procédé de fabrication

- profil en long coté

- longueurs nominales (L_n) assorties de tolérances fixées par le procédé de fabrication

- épaisseurs nominales (e_n), qui pour les armatures à haute adhérence doivent être inférieures ou égales à l'épaisseur réelle (tolérance $-0,00$ mm), et qui pour les armatures lisses sont assorties de tolérances résultant de la fourniture des tôles ($\pm 0,20$ mm)

L'épaisseur nominale e_n doit être supérieure à une épaisseur minimale e_t fixée à 3 mm et résultant de considérations technologiques (mise en oeuvre des armatures sans risque de rupture, pliage ou formation d'ondulations lors du régaling et du compactage).

3.1.2.2.2. Caractéristiques mécaniques.

Il s'agit de :

- la charge de rupture R , liée à la nuance de l'acier choisi

- l'allongement à la rupture de l'armature qui doit toujours être supérieur ou égal à 18%.

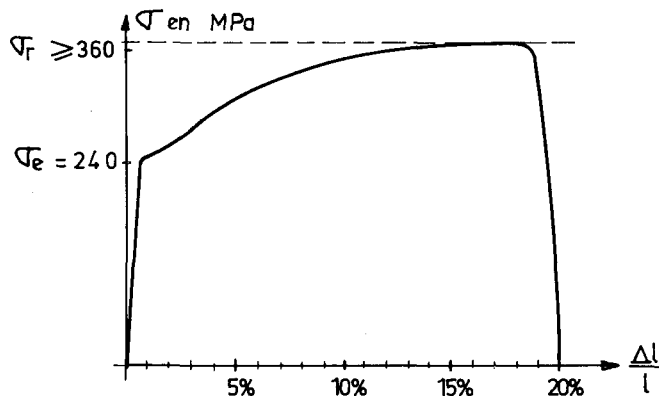


Fig. 3-1 : Courbe effort-allongement d'une armature.

Ces caractéristiques sont déterminées par un essai de traction, conformément à la norme française NF A 03 151

effectué sur un tronçon d'armature, qui doit comporter au minimum un pas du profil en long, et si possible trois pas, dans le cas des armatures à haute adhérence.

3.1.2.2.3. Nature de l'acier.

L'acier est choisi parmi les nuances et qualités définies par la norme française NF A 35501.

En outre, lorsque l'acier est destiné à être galvanisé, la mention "apte à la galvanisation" doit figurer à la commande.

3.1.2.2.4. Revêtement de zinc.

En cas de revêtement de zinc, celui-ci doit être conforme à l'une ou l'autre des normes françaises suivantes :

- galvanisation à chaud NF A 91121
- métallisation NF A 91201

3.1.2.3. Épaisseur sacrifiée aux phénomènes de corrosion.

Le dimensionnement des ouvrages est effectué à partir d'une épaisseur de calcul e_c définie par la relation :

$$e_c = e_n - e_s$$

où e_s , appelée épaisseur sacrifiée, représente l'épaisseur de métal^s susceptible d'être consommée par corrosion uniforme ou quasi uniforme au cours de la durée de service.

L'épaisseur sacrifiée e_s est liée à la classification générale des ouvrages (cf. § 1.2.), et sa valeur est donnée dans le tableau 3-III en fonction de la durée de service de l'ouvrage de l'agressivité du site d'implantation et du matériau constituant l'armature.

3.1.3. Parements et accessoires

3.1.3.1. Nature des matériaux pour parements et pour accessoires.

Les matériaux pour parements et pour accessoires doivent être électrochimiquement compatibles avec les armatures, c'est à dire ne pas donner lieu à des couples galvaniques pouvant accélérer la corrosion.

3.1.3.2. Définition de la qualité requise pour les parements et les accessoires.

Les parements et accessoires non conformes aux fiches techniques de l'annexe 2 doivent être soumis à l'agrément d'un organisme compétent et habilité.

Durée de service minimale Nature de Classification des ouvrages	5 ans ouvrages prov.		30 ans ouvrages temp.		70 ans ouvrages permanents		100 ans	
	A	AZ	A	AZ	A	AZ	A	AZ
Hors d'eau	0,5	0	1,5	0,5	3	1,0	4,0	1,5
En eau douce	0,5	0	2,0	1,0	4,0	1,5	5,0	2,0
En site maritime	1	0	3,0	X	5,0	X	7,0	X
En site d'agressivité spéciale	A déterminer dans chaque cas par une étude spécifique							

Légende :

A : acier non allié sans revêtement

AZ : acier galvanisé

Nota : Ces valeurs sont interpolables linéairement dans les intervalles 30 - 70 ans et 70 - 100 ans, en arrondissant au dixième de millimètre supérieur.

Tableau 3-III : Valeurs requises pour les épaisseurs sacrificées e_s (exprimées en mm)

3.2. CONTROLE DE QUALITE DES MATERIAUX

Le contrôle de qualité des matériaux comporte :

- une épreuve de convenance
- des épreuves de contrôle de conformité

3.2.1. Epreuve de convenance

L'épreuve de convenance a pour objet de s'assurer, avant le début des travaux d'exécution, que tous les matériaux choisis ont une probabilité suffisante de satisfaire aux critères de qualité définis au § 3.1.1.

Les armatures, parements et accessoires faisant l'objet de fiches techniques et étant présumés avoir cette probabilité, l'épreuve de convenance porte essentiellement sur le matériau de remblai. Toutefois le maître d'ouvrage peut, à son initiative, procéder à un contrôle en usine des éléments préfabriqués.

Elle est faite au plus tard un mois avant le début prévisionnel des travaux par un organisme habilité et doit conduire à un agrément des matériaux par le maître d'ouvrage.

3.2.2. Epreuves de contrôle de conformité

Les épreuves de contrôle de conformité aux spécifications du § 3.1. et aux prescriptions du CCTP sont effectuées au moment de la livraison des fournitures et de la mise en oeuvre des matériaux de remblai. Elles sont détaillées au § 4.2.2. et § 4.2.8.1. Ces épreuves de contrôle sont confiées à un organisme compétent.

Si l'une des prescriptions ou des spécifications n'est pas respectée, il est recommandé au maître d'oeuvre ou à son représentant de consulter un spécialiste avant de prendre l'une ou plusieurs des mesures suivantes :

- suspension des travaux,
- essais contradictoires,
- renforcement du nombre des armatures,
- changement ou traitement du matériau de remblai.

CHAPITRE 4

Mise en œuvre

4.1. AVANT LE DEBUT DES TRAVAUX

La construction d'un ouvrage en terre armée doit être organisée comme un chantier de terrassement, le montage du parement étant souvent dépendant des possibilités d'approvisionnement, de mise en œuvre et de compactage des remblais. Les préparatifs sont donc ceux d'un chantier de terrassement complétés par des dispositions à prendre spécifiques à la terre armée.

4.1.1. Agrément des matériaux de remblai

La connaissance préalable des matériaux doit être acquise par une étude géotechnique utilisant les moyens classiques en la matière (sondage, géologie, études et travaux antérieurs, etc...) et dont l'importance devra être adaptée aux conditions particulières du cas envisagé (hétérogénéité géologique du site, nature de l'ouvrage, valeurs plus ou moins limites des caractéristiques du matériau, etc...).

Lorsque l'entrepreneur est chargé de fournir les matériaux de remblai, il est tenu de présenter au maître d'œuvre les éléments justifiant le choix des matériaux proposés (résultats d'essais, sondages, prélèvements, références, etc...). La décision d'accepter ou non les matériaux relève, dans tous les cas, du maître d'œuvre.

Les matériaux doivent répondre aux spécifications (cf. § 3.1.).

4.1.2. Matériel d'exécution

Indépendamment du matériel de terrassement, la bonne exécution du remblai de terre armée nécessite de prévoir :

- un rouleau vibrant étroit pour compacter la zone située à moins de 1 m à 1,5 m du parement ;
- un engin de manutention (2 tonnes utiles environ) pour assurer le transport depuis l'aire de stockage et la pose des écailles ;

4.1.3. Aire de stockage des éléments préfabriqués

Il convient de veiller aux points suivants :

- dimensions,
- situation,
- propreté,
- accessibilité.

4.1.4. Personnel d'exécution

La mise en oeuvre du parement et des armatures est faite par une équipe constituée généralement d'un chef et de cinq hommes, et au minimum de trois hommes dont un a une qualification de maçon.

A défaut d'expériences précédentes, cette équipe peut être formée au début des travaux par la Société "LA TERRE ARMEE".

La bonne marche du chantier nécessite que les effectifs soient déterminés pour obtenir une parfaite coordination entre la pose et le remblaiement.

4.1.5. Plans d'exécution

Les plans doivent comporter notamment le calepinage complet des écailles et des armatures, les raccordements aux ouvrages existants ou d'autre nature que la terre armée, les dispositifs de drainage.

Au cas où le massif ne pourrait être monté dans son ensemble par couches horizontales successives, il faut établir des plans montrant les différentes phases de construction. Ces plans doivent indiquer les pentes de talus, la nature des différents matériaux mis en remblai, les dispositifs de drainage nécessités éventuellement par les phases successives.

4.1.6. Préparation du contrôle

Le maître d'oeuvre doit s'assurer que les procédures de contrôle prévues au marché peuvent être appliquées dès le démarrage des travaux.

4.2. DURANT L'EXECUTION DE L'OUVRAGE

4.2.1. Stockage des éléments préfabriqués

Il importe de prévoir sur le chantier un stock tampon d'au moins 48 heures pour les parements béton et une semaine pour les armatures et peaux métalliques afin d'éviter un arrêt de chantier consécutif à une irrégularité de livraison.

4.2.1.1. Parement.

Parement béton

Les écailles sont livrées sur camion, à plat, amorces vers le haut. Elles conservent cette disposition pendant le déchargement et le stockage. Les manutentions se font à l'aide de quatre élingues accrochées aux amorces.

Le stockage se fait généralement par empilement maximum de six écailles à plat, avec interposition de bastings propres sur chant à l'intérieur des amorces, de manière à éviter la déformation des amorces et leur contact avec l'écaille stockée au-dessus. Les écailles du bas sont isolées par des bastings.

Parement métallique

Les éléments sont livrés en bottes qu'il n'y a lieu de défaire qu'au moment de l'exécution. Les bottes doivent être disposées à plat. Des éléments de parement mal stockés, séjournant un certain temps soit en équilibre sur un point, soit en reposant sur deux points extrêmes, peuvent subir des déformations qui risquent d'amener des complications lors du montage.

4.2.1.2. Armatures.

Elles sont livrées par bottes de 50 unités d'un poids compris entre 1 et 2 tonnes. Les armatures de plus de 6 mètres de long doivent être déchargées à l'aide d'un palonnier. Les armatures sont stockées sur des bastings.

4.2.2. Contrôle de la qualité des éléments préfabriqués

Les matériaux préfabriqués (parement, armatures, boulons, joints) fournis par la Société LA TERRE ARMEE subissent un contrôle en usine qui garantit la conformité avec les spécifications (cf. § 3.1.). Sur le chantier, il convient de s'assurer que ces matériaux sont bien conformes au métré d'exécution, qu'ils ne présentent pas de dégradations susceptibles de nuire à la qualité de l'ouvrage et qu'ils sont correctement stockés.

4.2.2.1. Armatures.

On doit s'assurer que les armatures n'ont pas subi de dégradation et qu'en particulier la galvanisation ne présente pas de défauts importants (écaillages tels que chaque point de l'écaillage se trouve à plus de 5 mm environ d'une zone galvanisée).

4.2.2.2. Parement béton.

Les écailles doivent être exemptes de fissures ou d'épaufrures et avoir une teinte relativement uniforme. Les amorces ne doivent pas être pliées.

4.2.2.3. Parement métallique.

Les éléments de parement métallique doivent être exempts de déformation pouvant mettre en cause leur montage. La galvanisation ne doit pas présenter de défauts importants.

4.2.3. Réception de la plate-forme d'assise du massif

Il convient de s'assurer notamment des points suivants :

- la cote prévue sur les plans d'exécution a été atteinte,

- on est bien en présence des terrains prévus à l'étude de sols et de stabilité générale de l'ouvrage,
- l'assise est exempte de points durs non prévus ou de zones très hétérogènes,
- le nécessaire a été fait pour assurer la protection de la plate-forme d'assise vis-à-vis des intempéries ainsi que l'évacuation des eaux en phase de chantier.

Dans certains cas d'ouvrages en sites difficiles, la présence du géotechnicien ayant réalisé l'étude de stabilité peut s'avérer utile pour conseiller le maître d'oeuvre sur la tenue des fouilles, les fondations ou le drainage.

4.2.4. Implantation - Semelle de réglage

La semelle située sous le parement est une simple semelle de réglage qui permet d'implanter le parement extérieur du mur et qui est correctement nivellée pour assurer une bonne assise de niveau du premier rang d'écailles et faciliter la pose de l'ensemble du parement. L'implantation longitudinale doit être soigneusement contrôlée, lorsque le parement est raccordé à un ouvrage existant ou dans le cas d'une culée de pont.

4.2.5. Montage des éléments préfabriqués

4.2.5.1. Montage des éléments préfabriqués de parement.

La stabilité du parement lors du remblaiement est assurée pour le premier lit par des étais provisoires placés côté extérieur du mur et pour la partie courante par le blocage provisoire des possibilités de jeu du parement à l'aide de coins en bois et de serre-joints.

Le maître d'oeuvre et l'entreprise doivent s'assurer que les dispositions essentielles suivantes sont respectées :

- les éléments mis en oeuvre et notamment les écailles de parement n'ont pas subi au cours de leur manipulation des dégradations qui nécessitent leur remplacement. Dans le cas contraire, la décision de ne pas mettre en oeuvre l'élément en cause doit intervenir rapidement. Le changement d'une écaille entièrement remblayée est en effet une opération qui nécessite le démontage complet d'une partie du massif.
- le blocage du parement pendant la pose est bien assuré jusques et y compris le dernier rang par l'utilisation de coins de bois uniquement à l'extérieur du parement et de serre-joints.
- Aucun coin n'est mis en place entre les écailles à l'intérieur du parement.
- Les joints entre écailles sont mis en oeuvre. Dans les ouvrages où l'on craint un entraînement des fines du remblai à travers les joints du parement sous l'action de l'eau, les joints verticaux traditionnels sont remplacés par du non-tissé appliqué contre le béton.
- La pose des écailles n'est jamais en avance par rapport au remblaiement, pour éviter une déformation du parement en cours de montage.
- Le remblai devant la fiche du mur est effectué avant que l'ouvrage atteigne 3 m de haut.
- L'entreprise procède à de fréquents contrôles de verticalité, avant et après le remblaiement pour déceler toute tendance au déversement du parement et prendre les mesures qui s'imposent. On doit alors, soit effectuer un rattrapage sur le lit suivant si ce déversement est inférieur à la tolérance de montage, soit démonter la partie déversée s'il est supérieur à celle-ci.

La tolérance de montage entre trois écailles adjacentes mesurée à l'aide d'une règle de 4,50 m de longueur (placée dans n'importe quelle direction) et s'appuyant au moins sur deux écailles ne doit pas excéder 2,5 cm. Cette tolérance de montage ne préjuge pas des écarts qui peuvent résulter des tassements du sol de fondation.

- Les coins en bois sont enlevés régulièrement (en laisser trois rangs en place) pour redonner au parement ses possibilités d'articulation et éviter, en cas de tassement du sol de fondation, des dégradations sur les écailles.

4.2.5.2. Mise en oeuvre des armatures.

Il convient de contrôler que les armatures prévues au plan d'exécution sont bien mises en oeuvre et fixées sur les amorces en attente dans le parement.

Les armatures doivent être posées à plat sur le remblai compacté. Leur nombre, correspondant à celui des amorces, est aisé à contrôler. Les limites de zones d'armatures de longueurs différentes sont à repérer sur le parement.

Avant remblaiement d'un lit, toutes les armatures doivent être boulonnées aux amorces avec un serrage suffisant (environ un-tiers de la valeur nominale dans le cas des boulons HR) pour assurer le contact de l'armature avec l'amorce.

4.2.5.3. Contrôle d'ensemble du massif.

Si l'ouvrage en terre armée est construit sur un sol très compressible il est important de suivre les tassements dès le début de la construction à partir de repères disposés sur le parement à une hauteur telle qu'ils soient toujours visibles même après remblaiement devant la fiche.

4.2.6. Points singuliers du montage

Sans rentrer dans le détail de toutes les particularités qui peuvent apparaître dans le montage d'un massif et qui sont indiquées sur les plans d'exécution, on peut signaler cependant les plus courantes :

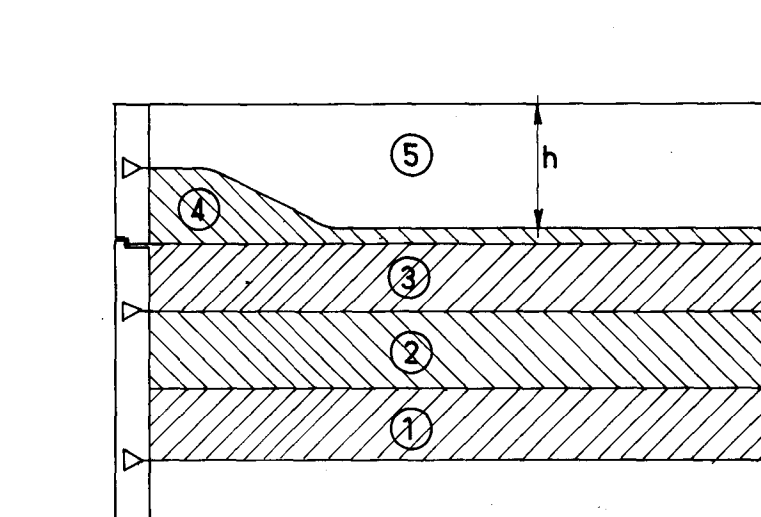
4.2.6.1. Raccord à un ouvrage existant.

Dans le cas d'un raccordement à un ouvrage existant, il est souhaitable de démarrer le montage à partir de celui-ci. Sinon, il faut soit, effectuer le montage complet du premier lit d'écailles (demi + entières), soit contrôler précisément les distances.

4.2.6.2. Mise en place des éléments hauts et remblaiement.

Lors de la mise en place des armatures hautes, on devra veiller à rabattre éventuellement celles-ci de manière à dégager l'emplacement du corps de chaussée (voir fig. 4-1).

Dans ce cas, le cordon de remblai (4) doit être impérativement mis en place avant de poser les armatures plongeantes du dernier lit.



h: épaisseur maximale du corps de chaussée

- ① ② ③ Remblaiement courant
- ④ Cordon de remblai à mettre impérativement en place avant de poser les armatures plongeantes du dernier lit
- ⑤ Corps de chaussée

Fig. 4-1 : Construction sous corps de chaussée

4.2.7. Remblaiement des ouvrages en terre armée

4.2.7.1. Déchargement et régalage.

Le déchargement des matériaux de remblai sur un lit d'armatures venant d'être apprêté doit se faire en commençant par le centre des premières armatures rencontrées par l'engin de transport.

Les engins de transport ne doivent pas, sans raison majeure, rouler sur le lit d'armatures.

Le régala

ge doit suivre immédiatement le déchargement ; il doit se faire par bandes sensiblement parallèles au parement en commençant par le centre du massif, et en progressant, bande par bande, vers l'arrière du massif. Lorsque la partie arrière de la couche est remblayée, on reprend le régalage de la partie avant en progressant, cette fois, bande après bande, du centre du massif vers le parement. Il importe de ne jamais tolérer que le matériau soit poussé parallèlement aux armatures en partant de l'intérieur du massif vers le parement.

Suivant le type de parement réalisé, le régala

ge doit se faire en couches de :

- { 0,33 m en moyenne (espacement des lits d'armatures) dans le cas des ouvrages à parement métallique,
- { 0,375 m en moyenne (demi-espacement des lits d'armatures) dans le cas des ouvrages à parement en béton.

Il faut également veiller aux dispositions suivantes :

- Dans le cas où des engins à chenilles sont utilisés, il convient d'en interdire strictement la circulation sur les armatures ;

- Le nivellement de chaque couche doit être tel que toutes les armatures puissent venir en contact avec le sol sur la totalité de leur surface, ce qui peut nécessiter le recours à un bourrage manuel à la pelle, notamment au niveau de la jonction parement-armature et dans les zones d'accès difficiles ;

- Dans le cas de remblaiement avec des matériaux sensibles à l'eau, l'entrepreneur doit prendre les dispositions (pentes transversales et longitudinales, réalisation et entretien d'ouvrages de drainage provisoires, fermeture de la plate-forme, etc...) susceptibles d'éviter toute stagnation d'eaux pluviales sur la plate-forme, en étant par ailleurs averti qu'il ne peut être toléré que l'écoulement de ces eaux se fasse au travers ou par delà le parement. Il est également conseillé de pouvoir disposer en permanence sur le chantier d'un rouleau léger (à pneus de préférence) et d'un engin de scarification (pulvi mixer agricole ou charrue à disques légère) pour fermer la plate-forme, ou au contraire pour aérer le matériau.

4.2.7.2. Compactage.

L'opération de compactage dans un ouvrage en terre armée a essentiellement pour but d'empêcher tout tassement ultérieur du matériau. Ce but doit être véritablement recherché pour les ouvrages supportant une superstructure (mur sous chaussée, culée d'ouvrage d'art, fondation de bâtiments, etc...). Pour certains massifs de soutènement, le compactage méthodique ne constitue pas une exigence impérative. En effet, d'une part, les matériaux mis en oeuvre sont en général faciles à compacter et, d'autre part, l'épaisseur des couches est nécessairement limitée aux valeurs relativement faibles définies précédemment, si bien qu'un compactage suffisant pour ce type d'ouvrage est obtenu par les seuls engins de transport et de régilage.

Les ouvrages supportant une superstructure doivent être compactés méthodiquement, en distinguant la zone contiguë au parement sur 1 m à 1,50 m de largeur d'une part, et le coeur du massif d'autre part.

4.2.7.2.1. Coeur du massif.

Les règles de compactage figurant dans les fascicules 2 et 3 de la Recommandation pour les Terrassements Routiers (SETRA-LCPC) s'appliquent. On rappelle que ces règles définissent les modalités d'utilisation des compacteurs à appliquer pour les différents matériaux pouvant être mis en oeuvre.

Ces modalités consistent d'une part, en des conditions techniques et d'organisation relatives à l'utilisation des compacteurs (respect des vitesses de travail, des lestage, de l'homogénéité du balayage, etc...) et d'autre part en des exigences quantitatives portant sur les deux paramètres suivants :

e : épaisseur maximum de la couche du matériau considéré que peut compacter un engin donné.

Q/S : rapport entre le volume de matériau mis en oeuvre et la surface balayée par le compacteur sur ce volume.

Pour une épaisseur de couche "e" connue, le nombre de passes auquel correspond l'application d'une certaine valeur de Q/S s'obtient simplement en divisant "e" par Q/S.

EXEMPLE :

Avec un matériau de la classe D2, le fascicule 2 montre qu'il est permis de régaler ce matériau en couche épaisse et de la compacter moyennement.

Si on dispose d'un rouleau de la classe V1a, les valeurs indiquées dans le fascicule 3 sont :

e = 0,50 m

Q/S = 0,10 m

Pour un ouvrage en terre armée à parement béton, l'épaisseur moyenne des couches étant de 0,375 m, le nombre de passes moyen qu'il y aura lieu d'appliquer sera donc de :

$$\frac{0,375}{0,10} = 3 \text{ à } 4$$

REMARQUES :

- Les valeurs figurant dans le fascicule 3 ont été établies plus particulièrement pour les remblais ordinaires. Dans le cas des remblais en terre armée, qui supposent une organisation plus stricte (couches d'épaisseur uniforme, matériaux de nature mieux connue, cadence d'approvisionnement relativement faible), on peut admettre une légère réduction de ces exigences ; celle-ci devra, en tout état de cause, être décidée en accord avec le maître d'oeuvre.

- Comme pour le régalage, le compactage du coeur du massif doit être exécuté parallèlement au parement en commençant par l'intérieur et en progressant vers le parement. Il convient également de veiller à ce que les compacteurs vibrants ne circulent pas sans raison majeure sur les armatures et en aucun cas ne poursuivent leur travail de compactage sur une couche déjà recouverte par des armatures. Pour les mêmes raisons il y a lieu de ne pas agréer d'engins de compactage à pieds de mouton.

4.2.7.2.2. Zone de 1 m à 1,50 m contiguë au parement.

Les règles précédentes ne peuvent plus être appliquées, car l'utilisation des compacteurs considérés dans la Recommandation pour les Terrassements Routiers risque de conduire à des déformations du parement. Il convient donc d'imposer pour le compactage de cette zone des compacteurs vibrants plus légers, dont le poids par centimètre de génératrice est compris entre 60 N et 80 N.

Lorsque cette zone ne supporte aucune structure, les règles de compactage à appliquer (choix des valeurs de Q/S en particulier) peuvent être extraites du fascicule 3 de la Recommandation pour les Terrassements Routiers en assimilant le rouleau vibrant utilisé à un rouleau de la classe VIa (*)

En revanche, lorsque cette zone sert d'appui à un ouvrage, un tablier de pont par exemple, il y a lieu de réduire de moitié les valeurs de Q/S précédentes, ce qui revient à doubler le nombre de passes du compacteur utilisé. Si, de surcroît, le matériau utilisé est relativement argileux et sec, il faut réduire de moitié à la fois la valeur de Q/S et l'épaisseur des couches (*).

D'une manière générale, mais surtout dans les zones proches du parement, il importe d'arrêter immédiatement le compactage dès que l'on observe l'apparition du phénomène de "matelassage" qui se produit sur les sols sensibles à l'eau, à teneur en eau relativement élevée, compactés jusqu'au voisinage de la saturation. Ce phénomène se traduit par des déformations élastiques du matériau de grande amplitude qui peuvent se communiquer aux éléments du parement, ce qui n'est évidemment pas tolérable dans un ouvrage en terre armée.

(*) En l'absence d'études expérimentales plus complètes sur les performances des petits rouleaux vibrants, il est raisonnable de s'en remettre à cette règle pratique.

4.2.8. Contrôle du remblaiement des ouvrages de terrassement

Les principes du contrôle du remblaiement des ouvrages en terre armée sont les mêmes que ceux qui régissent le contrôle des remblais routiers, et qui sont définis dans le fascicule 4 "Contrôle de l'exécution des remblais" de la Recommandation pour les Terrassements Routiers. On en rappelle ci-après les notions essentielles.

Comme pour tout ouvrage en terre, le contrôle comporte deux volets :

- le contrôle de la qualité des matériaux de remblai,
- le contrôle de leur mise en oeuvre.

4.2.8.1. Contrôle de la qualité des sols et des roches utilisés.

Ce contrôle a pour objet de s'assurer que la nature et l'état des matériaux mis en oeuvre sont conformes aux prescriptions du CCTP.

Il importe d'avoir, avant la phase travaux, une connaissance suffisante des matériaux pour qu'au cours de l'exécution, l'examen visuel d'un spécialiste, dont le jugement peut, le cas échéant, être confirmé par quelques essais complémentaires suffise à identifier les différents matériaux mis en oeuvre.

En cours de chantier, les essais d'identification qui peuvent être le plus fréquemment envisagés sont :

- pour les matériaux sensibles à l'eau, des mesures de leurs teneurs en eau que l'on comparera à leurs teneurs en eau caractéristiques (Optimum Proctor Normal ou limites d'Atterberg) ;
- des mesures des limites d'Atterberg ou de l'équivalent de sable
- des analyses granulométriques des matériaux en recherchant notamment la dimension "D" des plus gros éléments caractérisant chaque matériau ainsi que les passants à 80 µm et à 15 µm.

En revanche, des vérifications de l'angle de frottement interne du matériau ne peuvent qu'exceptionnellement être envisagées.

4.2.8.2. Contrôle de la mise en oeuvre.

Ce contrôle a essentiellement pour objet de s'assurer que le compactage des matériaux est réalisé conformément aux prescriptions du CCTP. Il consiste également à vérifier visuellement que les quelques règles d'organisation de chantier, relatives à l'évolution des engins de régalinge et de compactage, ainsi que les dispositions propres à protéger l'ouvrage des eaux de ruissellement, sont respectées.

En ce qui concerne le contrôle du compactage, il convient de rappeler qu'il doit être régi par les spécifications définies dans le marché.

Dans le domaine du contrôle des terrassements, le fascicule 4 de la Recommandation pour les Terrassements Routiers fait apparaître un choix possible entre essentiellement deux types de spécifications :

4.2.8.2.1. Le premier type consiste à prescrire des résultats à obtenir sur l'ouvrage ou partie d'ouvrage terminé, exprimés par une valeur minimum d'un taux de compactage et dans le cas des sols sensibles à l'eau, une fourchette de tolérance pour le degré de saturation.

Le taux de compactage est défini comme le rapport entre la densité sèche du sol en place et une densité de référence mesurée par la méthode conventionnelle de l'essai Proctor Normal.

La valeur minimum généralement exigée est de 95% en tous les points du remblai, et la fréquence des essais de contrôle est de l'ordre de :

1 essai de densité en place et de teneur en eau pour 500 m³ de matériau mis en oeuvre,

1 essai Proctor pour 5 000 m³.

Dans le cas des ouvrages comportant des zones fortement sollicitées (culées de pont, bâtiment, etc...), ces fréquences pourront être sensiblement augmentées.

Le degré de saturation (Sr) du matériau compacté doit être compris entre 60 et 95%.

4.2.8.2.2. Le second type consiste à imposer les règles d'utilisation des engins de compactage ("e" et "Q/S" telles que définies précédemment) et à en vérifier objectivement le respect. Ces règles d'utilisation des compacteurs peuvent être extraites, pratiquement pour tous les matériaux aptes à constituer des ouvrages en terre armée, des tableaux du fascicule 3.

Les pièces contractuelles doivent prévoir des compacteurs équipés de compteurs enregistreurs de la vitesse, de la distance parcourue et, le cas échéant, de la vibration. Ces appareils permettent de déterminer la surface "S" balayée par le compacteur. Le volume "Q" correspondant à cette surface est, quant à lui, mesuré par des relevés topographiques ou estimé à partir des engins de transport. Dans le cas des ouvrages en terre armée, il est recommandé de contrôler ce rapport pour chaque couche mise en oeuvre. Par ailleurs, il importe de vérifier périodiquement les caractéristiques de fonctionnement des compacteurs (vitesse, lestage, état du dispositif de vibration...) ainsi que le plan de balayage adopté par le conducteur d'engin.

Dans le cas de craie dense ou tendre à teneur en eau faible dont l'emploi est autorisé en terre armée, le fascicule 3 n'apporte pas les règles d'utilisation des engins de compactage. Il est alors recommandé de recourir à une planche d'essai pour définir ces règles dans les conditions réelles de mise en oeuvre en considérant plus particulièrement les valeurs de la densité sèche obtenue en fond de couche.

CHAPITRE 5

Surveillance - Entretien - Réparation

Le but de ce chapitre est de présenter certains aspects de la surveillance, de l'entretien et de la réparation des ouvrages en terre armée, en respectant le cadre général des actions de surveillance et d'entretien déjà existant. Il n'est question ici que de la partie terre armée des ouvrages ; pour les autres parties et en particulier pour les structures portées (tablier dans le cas des culées de pont par exemple) et les équipements, lorsqu'il y en a, on peut utilement se reporter au dossier S.E.R.O. 70. (*)

Une instruction relative à la politique de surveillance et d'entretien de l'ensemble des ouvrages d'art, dont le champ d'application s'étendrait, entre autres, à la plupart des ouvrages en terre armée, est en projet. La surveillance et l'entretien des ouvrages en terre armée tels qu'ils sont décrits dans ce chapitre, reposent sur les principes et les modalités générales de cette instruction.

5.1. SURVEILLANCE DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

L'organisation générale de la surveillance de tous les ouvrages d'art en service est basée sur :

- . une surveillance continue
- . des visites, généralement annuelles
- . des inspections détaillées, périodiques ou exceptionnelles.

Ces trois étapes de la surveillance des ouvrages en service se différencient à la fois par leur périodicité, leur consistance, l'importance des moyens techniques et financiers mis en oeuvre, et la qualification du personnel habilité à les effectuer.

Visites annuelles et inspections détaillées font l'objet des procès-verbaux qui, après exploitation, sont insérés dans le dossier d'ouvrage.

Avant de décrire ces différentes étapes de la surveillance des ouvrages en service dans leur application aux ouvrages en terre armée, on examine ci-après les principales causes d'incidents et leurs manifestations.

(*)S.E.R.O. 70 : Dossier sur la "Surveillance, l'Entretien, et la Réparation des Ouvrages d'art et de leurs fondations", diffusé par le SETRA.

5.1.1. Origine des incidents

En dehors des causes accidentelles (choc d'un véhicule, séisme...), d'une mauvaise conception ou d'une mauvaise exécution, les incidents pouvant affecter les ouvrages en terre armée résultent principalement :

- du sol de fondation, par suite d'une évolution non prévisible des caractéristiques géotechniques ou des conditions hydrogéologiques du site.
- de l'instabilité, naturelle ou artificielle, du versant sur lequel est implanté l'ouvrage.
- d'une corrosion des armatures plus rapide que prévue, par suite d'une évolution de l'agressivité du milieu (par exemple, venue d'eau dans le remblai)
- d'une défaillance du système de drainage.

5.1.2. Principaux incidents et leurs indices

Il s'agit essentiellement :

- . de tassements anormaux de toute ou partie de l'ouvrage, souvent visibles par un simple examen longitudinal du parement,
- . de déplacements horizontaux du parement (déversements, ventres...),
- . de fissures ou de ruptures d'éléments du parement notamment dans le cas des écailles en béton,
- . d'affaissements localisés du terre-plein, souvent signalés par la présence de flaques d'eau,
- . de fissures dans les remblais ou au-delà de ceux-ci,
- . d'écoulements d'eau et/ou de remblai par les joints entre écailles.

Lorsque les ouvrages en terre armée sont associés à d'autres structures (ponts, chaussées...), les incidents peuvent se traduire par des indices particulièrement visibles aux jonctions des différentes structures.

L'accélération de la corrosion est un incident qui peut ne pas se manifester par des indices visibles. C'est la raison pour laquelle dans certains ouvrages importants ou particuliers, et notamment dans toutes les culées de ponts définitives, il y a lieu de relever périodiquement des témoins de durabilité, pour suivre l'évolution de la corrosion (cf. § 5.1.4.).

5.1.3. Les différents niveaux de la surveillance des ouvrages en service

5.1.3.1. La surveillance continue.

La surveillance continue consiste en des examens de l'ouvrage fréquents, mais peu approfondis (le plus souvent visuels). Ils sont réalisés avec le moins de formalités possible par des agents n'ayant pas nécessairement de formation spécialisée.

Elle doit permettre de donner l'alerte le plus tôt possible en cas d'anomalie dans leur comportement ou dans leur état.

5.1.3.2. Les visites annuelles.

Dans l'attente de textes réglementaires définissant les types d'ouvrages d'art pour lesquels des visites annuelles seraient obligatoires, il est souhaitable de prévoir ces visites, au moins pendant les premières années, pour tous les ouvrages en terre armée qui présentent une ou plusieurs particularités suivantes :

- . Ouvrage de dimensions exceptionnelles (hauteur notamment) ou de conception nouvelle,

- . Ouvrage fondé sur sols très compressibles,
- . Ouvrage fondé sur terrain karstique ou caverneux ou en zone d'affaissements miniers,
- . Ouvrage implanté sur versant instable ou à la limite de l'instabilité,
- . Ouvrage dont le comportement influe directement sur celui de structures associées importantes,
- . Ouvrage présentant une corrosion anormale des armatures, décelée à l'occasion de la surveillance spéciale par témoins de durabilité (cf. § 5.1.4.)..

Les visites annuelles sont des opérations normalement prévues, sauf lorsqu'une opération équivalente est déclenchée à la suite d'anomalies constatées au cours d'un passage ou de travaux d'entretien sur l'ouvrage concerné. Ces visites doivent permettre un examen visuel approfondi de toutes les parties aisément accessibles de l'ouvrage et susceptibles de présenter quelques désordres. Elles ne mettent toutefois en oeuvre que des moyens assez limités d'accès et de constatations (fissuromètre, fil à plomb, mètre, appareil photographique...) et sont effectuées par des agents du niveau d'ingénieur ou de technicien n'ayant pas forcément reçu de formation spécialisée dans les ouvrages d'art.

5.1.3.3. Les inspections détaillées.

Dans l'attente de textes réglementaires définissant les types d'ouvrages d'art pour lesquels des inspections détaillées seraient obligatoires, et la périodicité des inspections, il est souhaitable que les ouvrages en terre armée présentant une ou plusieurs des particularités énoncées au § 5.1.3.2. fassent l'objet d'une inspection détaillée quinquennale, ou plus fréquente dans des cas extrêmes.

L'inspection détaillée nécessite assez souvent une instrumentation de l'ouvrage et éventuellement des sols, qui doit être réalisée si possible au stade même de la construction (repères fixes, tassomètres, piézomètres, témoins de durabilité, appareils d'enregistrement des déplacements en site instable par exemple...)

L'inspection détaillée concerne généralement la totalité de l'ouvrage et de ses équipements (dispositifs de sécurité, dalles de transition, appareils d'appuis s'il y a lieu,...) et peut nécessiter l'utilisation de moyens d'accès assez lourds (passerelles de visites,...) et des moyens de mesures précis, des déplacements notamment. Elle doit être effectuée par des ingénieurs ou des techniciens ayant obligatoirement reçu une formation spécialisée en ouvrage d'art.

5.1.4. **Cas particulier de la surveillance de la durabilité**

Il s'agit essentiellement de surveiller l'état des armatures enterrées. Cette surveillance concerne tout particulièrement les ouvrages anciens au-delà de trente ans d'exploitation, compte tenu du comportement favorable de l'acier galvanisé. Elle peut être organisée à l'avance par la pose de témoins de durabilité, (cf. § 1.3.1.5.) qui devient obligatoire dans les cas des ouvrages à haut niveau de sécurité souhaité (cf. § 1.2.) culées de pont en particulier.

Les témoins sont des morceaux d'armatures pesés avec précision. Ils permettent, après extraction, d'examiner visuellement l'état des armatures, de mesurer les pertes de poids, et éventuellement de procéder à des essais mécaniques. L'annexe n° 1.6. détaille les observations et les essais à effectuer.

Il est recommandé d'effectuer le premier prélèvement au maximum 10 ans après la construction de l'ouvrage, puis tous les 20 ans, sauf en cas d'anomalie constatée. En outre, pour les armatures en métaux passivables (alliages légers ou acier inoxydable), il convient d'ajouter un examen préliminaire quelques années après la construction (5 ans) pour vérifier l'absence de piqûres.

Dans les ouvrages ne comportant pas de témoins de durabilité, et lorsqu'à un niveau quelconque de la surveillance, des indices laissent supposer une corrosion importante, il convient de procéder à un examen visuel de quelques armatures, après les avoir dégagées.

5.1.5. Ouvrages entrant dans le cadre de recherches

Toutes les constatations et observations effectuées dans un but de recherche peuvent et doivent servir également à la surveillance de l'ouvrage.

5.2. ENTRETIEN ET REPARATION DES OUVRAGES

L'entretien des ouvrages d'art a pour but de maintenir ces derniers en état de service, et, suivant la nature des travaux exécutés, relève d'un entretien courant ou d'un entretien spécialisé.

Dans le cas des ouvrages en terre armée, il se limite à l'entretien courant et consiste essentiellement à :

- éliminer les végétaux poussant dans les joints,
- nettoyer et curer les réseaux et caniveaux d'évacuation des eaux de drainage,
- entretenir les terre-pleins supérieurs,
- remettre en état les écaillés qui présenteraient des dégradations légères.

Les réparations ont pour but de remettre un ouvrage en état de service. Elles sont à définir au coup par coup, selon la nature et la cause des incidents constatés. Elles peuvent consister à :

- forer des drains subhorizontaux en cas de défaillance ou d'absence de système de drainage,
- exécuter des tirants d'ancrage passifs à partir de forages réalisés depuis le parement pour remplacer des armatures corrodées,
- démonter et reconstruire l'ouvrage dans les cas extrêmes.

6 : Annexes

ANNEXE 1

MODES OPERATOIRES

- 1.1. - Mesure de l'angle de frottement interne du matériau de remblai pour terre armée
- 1.2. - Mesure de l'angle de frottement sol-armature
- 1.3. - Mesure de la résistivité du matériau de remblai à saturation
- 1.4. - Extraction par l'eau des sels solubles dans les matériaux de remblai
- 1.5. - Détection des sulfures présents dans les matériaux de remblai
- 1.6. - Mesure de la teneur en matières organiques
- 1.7. - Essais à réaliser après extraction des témoins de durabilité

MESURE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE
DU MATERIAU DE REMBLAI POUR TERRE ARMEE

1. Principe.

La mesure de l'angle de frottement interne d'un matériau de remblai pour la terre armée se fait par cisaillement direct à la boîte sur échantillons saturés et consolidés. L'essai diffère de l'essai classique (cf. mode opératoire du LCPC) essentiellement par le mode de préparation des éprouvettes. On ne donne ici que le détail des manipulations spécifiques à l'essai "terre armée".

2. Mode opératoire.

- écrêter le sol à 5 mm
- prendre une certaine quantité de ce sol sec (poids W_d), ou humide (poids W)
- si le sol est humide, mesurer la teneur en eau w et déterminer le poids sec:

$$W_d = \frac{W}{1 + \frac{w}{100}}$$

- le saturer progressivement en le triturant, jusqu'à l'amener dans un état proche de l'état liquide.
- déverser cet échantillon remanié, sans le compacter, dans la boîte de cisaillement munie de pierres poreuses et papiers filtres.
- appliquer progressivement une charge normale jusqu'à la valeur de 200 kPa, dans le but d'éviter l'extrusion du sol.
- consolider chaque éprouvette sous 200 kPa pendant 24 h (ou jusqu'à ce que la hauteur h de l'éprouvette se stabilise). Noter la hauteur h_f en fin de chargement.
- cisailier les éprouvettes sous trois valeurs de la contrainte normale au moins (entre 50 kPa et 200 kPa) à une vitesse de 1 mm/mn.

3. Présentation des résultats

On trace la courbe intrinsèque ($\tau = f(\sigma)$) et on détermine :

- la cohésion C_u
- l'angle de frottement interne φ

Il convient de déterminer également le poids volumique sec lors de l'essai :

$$\gamma_d = \frac{W_d}{S \times h_f}$$

où S est la section de la boîte.

MESURE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SOL-ARMATURE1. Principe.

La mesure de l'angle de frottement sol-armature se fait sur échantillons saturés et consolidés, et diffère de l'essai classique à la boîte de cisaillement (cf. mode opératoire du LCPC) essentiellement par deux aspects :

- le mode de préparation des éprouvettes
- un matériel légèrement modifié : la demi-boîte inférieure contient un morceau d'armature, maintenue à la hauteur du plan de cisaillement par des cales en acier (fig. 1)

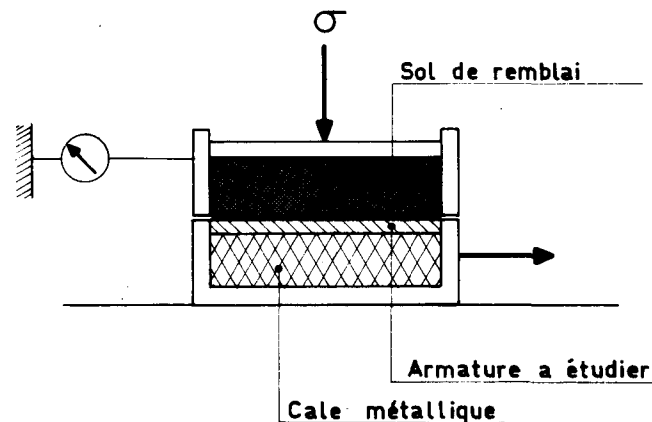


Fig. 1 : Boîte de cisaillement pour mesure du frottement sol-armature

2. Mode opératoire.

- Ecrêter le sol à 5 mm
- prendre une certaine quantité de ce sol sec (poids W_d) ou humide (poids W)
- si le sol est humide, mesurer la teneur en eau w et déterminer le poids sec :

$$W_d = \frac{W}{1 + \frac{w}{100}}$$

- le saturer progressivement en le triturant, jusqu'à l'amener à un état proche de l'état liquide
- déverser cet échantillon remanié, sans le compacter, dans la demi-boîte supérieure munie de la pierre poreuse et du papier filtre supérieurs
- appliquer progressivement une charge normale jusqu'à la valeur de 200 kPa, dans le but d'éviter l'extrusion du sol
- consolider chaque éprouvette sous 200 kPa pendant 24 heures (ou jusqu'à ce que la hauteur h de l'éprouvette se stabilise). Noter la hauteur h_f en fin de chargement
- cisailier les éprouvettes sous trois valeurs de la contrainte normale au moins (entre 50 kPa et 200 kPa) à une vitesse de 1mm/mn

3. Présentation des résultats

On porte sur graphique les points ayant pour abscisse la contrainte normale et pour ordonnée la contrainte de cisaillement correspondant à la rupture.

Les points relatifs à chaque valeur de la contrainte normale sont en principe alignés, et la droite qui les joint passe généralement par l'origine.

On détermine l'angle de frottement sol-armature ψ_u (angle de cette droite avec l'axe des abscisses)

Il convient de déterminer également le poids spécifique sec lors de l'essai :

$$\gamma_d = \frac{W_d}{S \times h_f}$$

où S est la section de la boîte.

MESURE DE LA RESISTIVITE DU MATERIAU DE REMBLAI A SATURATION1. Principe.

La résistivité est mesurée après la saturation en eau du matériau de remblai. Le sol soumis à l'essai est d'abord écrêté à 25 mm, puis placé dans une boîte standard en matériau isolant à trois compartiments (fig. 1 et 2). La saturation en eau est obtenue lorsque le niveau de l'eau se stabilise au niveau de la surface du sol.

On mesure la résistance électrique R du volume de sol et l'on en déduit, en utilisant les caractéristiques géométriques de la boîte (section S, longueur du volume de sol L) $\rho = R \frac{S}{L}$ exprimée en Ωcm .

2. Méthodes et matériels.

Il est possible de déterminer la résistance du matériau de remblai par deux méthodes utilisant deux matériels différents.

2.1. Mesure en courant continu.

La cellule de mesure est en matériau isolant (matière plastique incassable et transparente, si possible), de forme parallélépipédique à section carrée S (100 x 100 mm), elle est munie de deux électrodes d'alimentation séparant les deux compartiments "eau" du compartiment "sol" central, et de deux électrodes de mesures placées dans le compartiment "sol" et délimitant le volume de sol testé. Les électrodes sont en acier inoxydable (type 18-10). Les électrodes d'alimentation sont des plaques percées à leur partie inférieure de trous de faible diamètre permettant le passage de l'eau seule. Les électrodes de mesures sont des cadres ne perturbant pas le champ électrique créé par les électrodes d'alimentation. Les distances entre les deux électrodes de mesure sont de 200 mm et entre une électrode d'alimentation et une électrode de mesure de 50 mm (fig. 1). Le volume des compartiments "eau" doit être inférieur au dixième du volume total de la cellule.

Le dispositif de mesure comporte une alimentation en courant continu (pile, batterie...), un milliampèremètre et un voltmètre (gamme de 1 V à 10 V) (fig. 2). De la résistance $R = V/I$ de l'élément de sol de longueur L, on déduit la résistivité $\rho = R \frac{S}{L}$ de l'élément de sol.

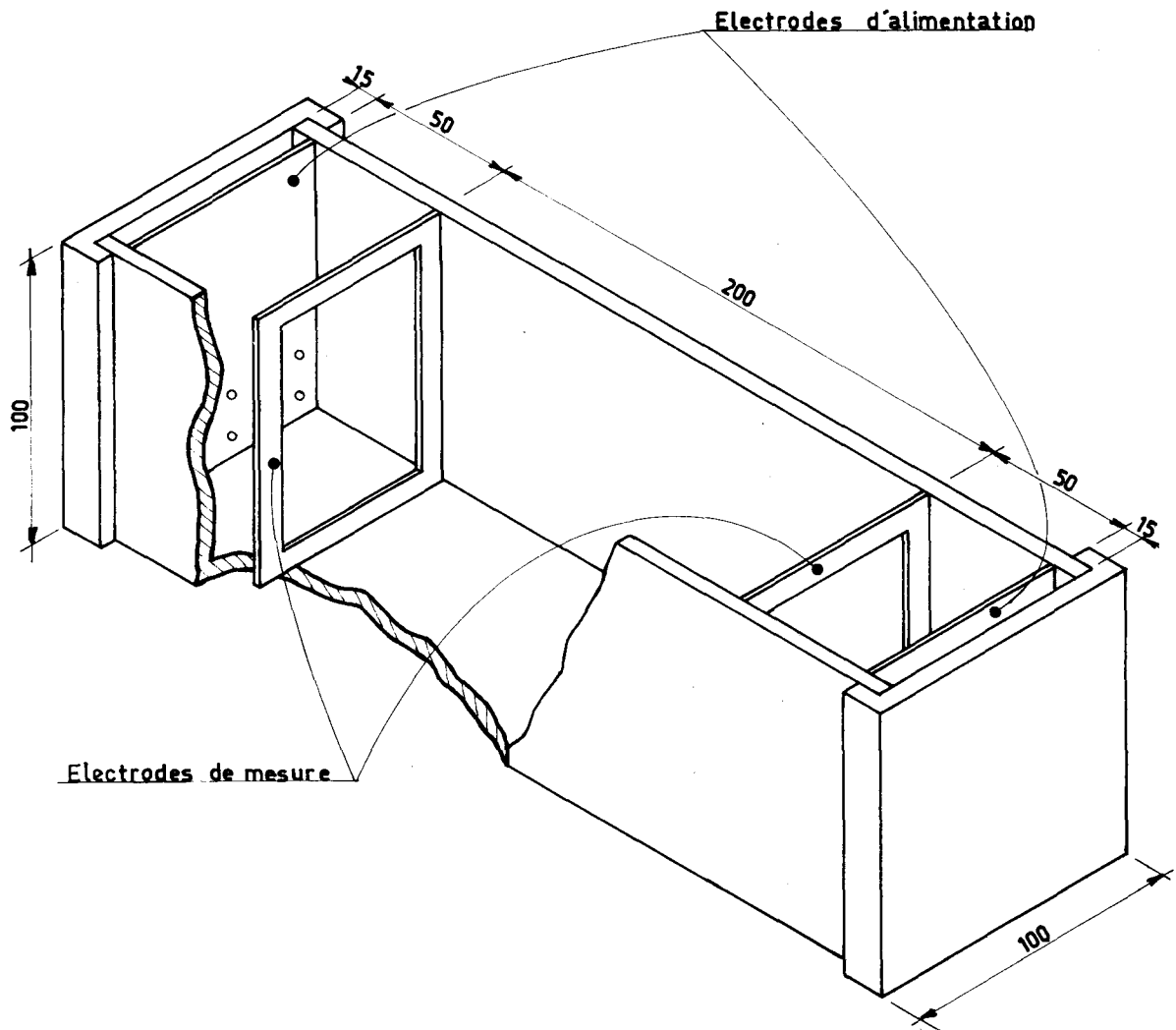


Fig. 1 : Cellule de résistivité pour la mesure en courant continu
(dimensions en millimètres)

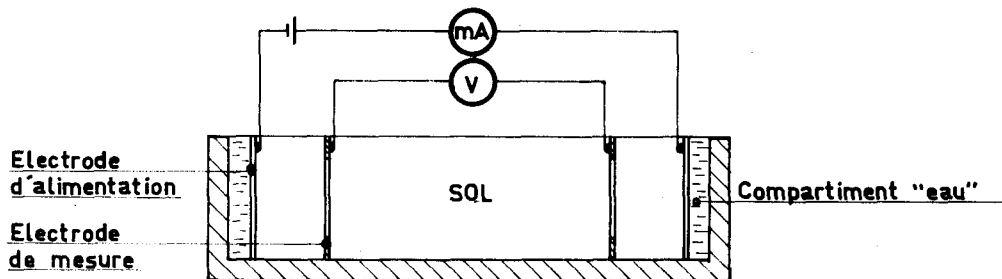


Fig. 2 : Dispositif pour la mesure en courant continu

2.2. Mesure en courant alternatif.

Il est possible en utilisant une alimentation à fréquence moyenne (1000 Hz) de déterminer la résistivité des matériaux de remblai avec une cellule ne comportant que deux électrodes. La boîte possède les mêmes caractéristiques générales que la précédente (Fig.3).

La mesure s'effectue à l'aide d'un pont de Kohlrausch (fig. 4) (pont de Wheastone en courant alternatif) possédant des gammes de $10\ \Omega$ à $1\ M\Omega$. La lecture donne directement la résistance R du compartiment "sol", d'où l'on déduit la résistivité. Cette méthode est adaptée à des mesures sur chantier.

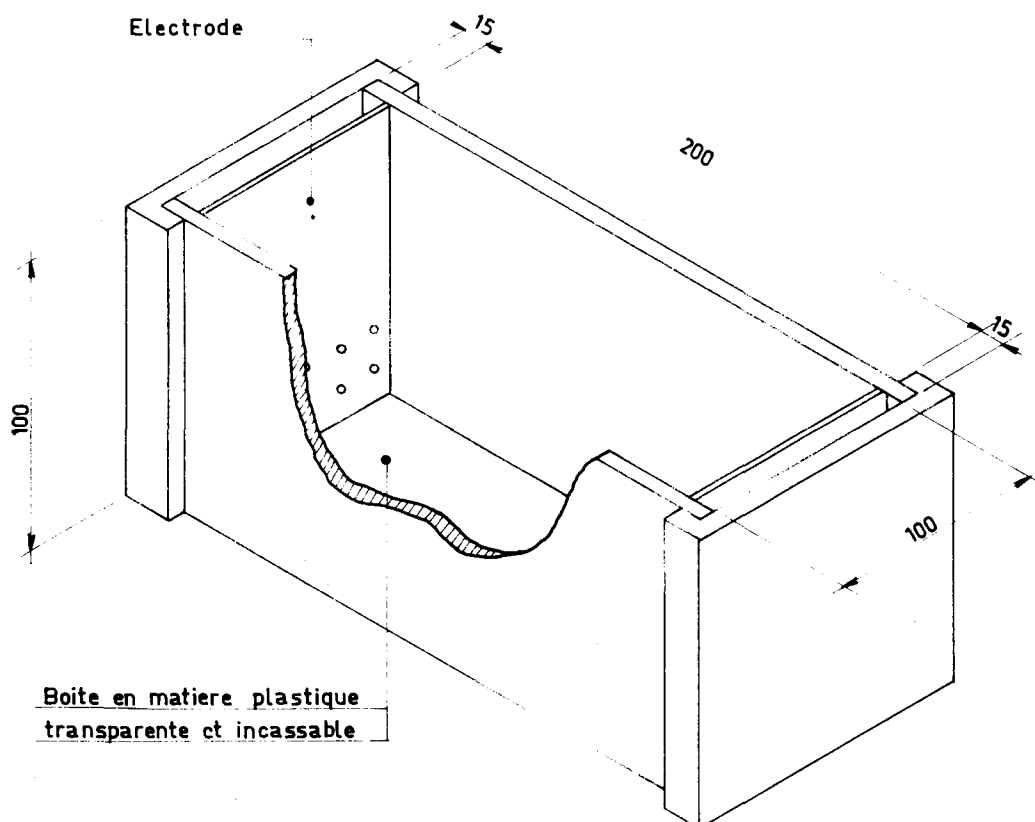


Fig. 3 : Cellule de résistivité pour mesure en courant alternatif
(dimensions en millimètres)

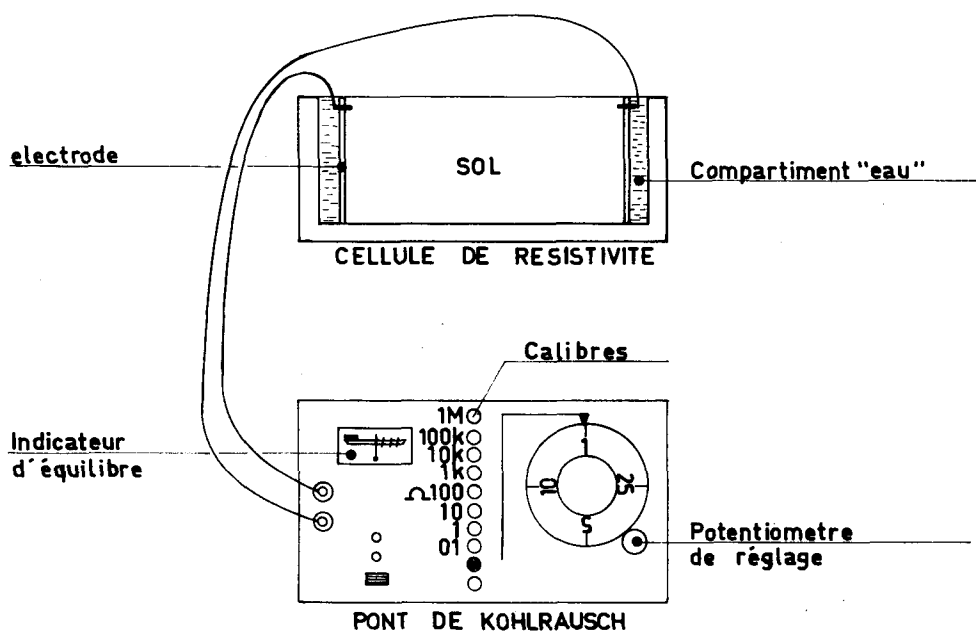


Fig. 4 : Dispositif pour la mesure en courant alternatif

3. Mise en oeuvre.

La boîte est lavée puis rincée avec une eau distillée ou permutée, de résistivité supérieure à $0,2 M\Omega \text{ cm}$ (cette valeur doit être contrôlée dans la boîte elle-même). Le sol écrêté à 25 mm est placé dans le compartiment central par couches successives compactées jusqu'au niveau supérieur de la cellule de manière à obtenir une densité voisine de celle de mise en oeuvre.

On verse doucement l'eau distillée ou permutée sur le sol ainsi que dans les deux compartiments "eau" jusqu'à atteindre le niveau supérieur de la cellule dans les trois compartiments, ce qui correspond à la saturation.

Par convention, on adopte la valeur de la résistivité mesurée après une heure de saturation à 20°C . Pour des températures différentes, on effectue une correction de température en utilisant la formule empirique suivante, valable pour des températures comprises entre 5 et 30°C :

$$\rho_{20^\circ\text{C}} = \frac{\rho_t (20 + \theta)}{40}$$

où θ est la température (en $^\circ\text{C}$)

Remarque : Pour les ouvrages immergés en eau douce, la résistivité est également mesurée en saturant le sol avec l'eau du site.

EXTRACTION PAR L'EAU DES SELS SOLUBLES PRESENTSDANS LES MATERIAUX DE REMBLAI

Les déterminations du pH et des concentrations en sels solubles des matériaux de remblai s'effectuent sur la solution obtenue par lavage de ces matériaux, selon la procédure suivante :

- écrêter le matériau à 25 mm (ne jamais le broyer)
- déterminer la teneur en eau initiale w_0 en % de l'échantillon étudié
- prélever une masse M de sol correspondant à un kilogramme de sol sec, soit
$$M = \frac{1}{1 - \frac{w_0}{100}} \times 1 \text{ kg}$$
- placer cette masse dans un récipient propre de dimension suffisante (2 à 5 litres) muni d'un système de fermeture
- ajouter un litre d'eau distillée ou permutée (de résistivité supérieure à 0,2 $M\Omega$ cm)
- agiter le mélange sol-eau pendant 2 mn au début, laisser reposer 45 mn, agiter à nouveau 2 mn et laisser reposer 15 mn
- décantier, centrifuger et filtrer (sur papier) environ 200 cm³ de solution qui serviront pour les mesures.

DETECTION DES SULFURES PRESENTS DANS

LES MATERIAUX DE REMBLAI

1. Généralités.

La recherche des sulfures totaux s'effectue sur le matériau écrêté à 2 mm. On attaque les sulfures par un acide fort et on caractérise l'hydrogène sulfuré formé.

En cas de présence de sulfures, leur dosage sera effectué par un laboratoire compétent.

2. Recherche qualitative des sulfures.

Dans un tube à essai contenant au moins 5 grammes d'échantillon, ajouter quelques gouttes d'eau distillée ou permutée et 1 ml d'acide nitrique concentré. Boucher l'orifice du tube à essai par un morceau de papier filtre imbibé d'acétate de plomb, chauffer légèrement. Si le papier se colore en brun, l'échantillon contient des sulfures.

MESURE DE LA TENEUR EN MATIERES ORGANIQUES1. Principe

La teneur en matières organiques est exprimée en teneur pondérale de carbone organique, définie comme étant la différence entre la teneur en carbone total, et la teneur en carbone minéral.

2. Mode opératoire

- Ecrêter le sol à 2 mm

- Homogénéiser

- Sur trois prises de quelques grammes, effectuer une pyrolyse à 1000°C sous courant d'oxygène et doser le CO₂ obtenu puis exprimer le résultat moyen en carbone total.

- Sur trois autres prises du matériau, déterminer la teneur en carbone minéral selon la méthode définie par le projet de norme P.15.512 (Analyses minéralogiques des sols argileux. Eyrolles édit. - pages 58 à 60). Exprimer la valeur moyenne obtenue en carbone minéral. La différence entre les deux valeurs moyennes donne la teneur en matières organiques.

ESSAIS A REALISER APRES
EXTRACTION DES TEMOINS DE DURABILITE

1. Examen visuel.

2. Décapage des témoins.

Pour l'acier ordinaire, l'adhérence des éléments de sols est souvent très grande. On procède d'abord à un brossage du témoin à la brosse métallique, puis les grains de sable ou de terre restant sont enlevés par grattage. On immerge ensuite les témoins dans une solution d'acide chromique (qualité électrolytique - chromage) à 200 mg/l et à 70-75°C durant 35 mn. L'eau utilisée pour constituer le bain est de l'eau désionisée (indispensable).

Puis on procède ensuite à un rinçage en eau courante, et on effectue un brossage métallique. Si le nettoyage ne s'avère pas parfait, on recommence l'opération. On termine par un séchage avec de l'acétone et à l'étuve à 50°C pendant une heure.

Pour l'acier galvanisé, on effectue un brossage préalable à la brosse métallique. Puis on immerge le témoin dans l'acétate d'ammonium dissout à l'eau désionisée à saturation à 25°C (148,3 g pour 100 g). L'immersion est de 15 mn, suivie d'un brossage métallique éventuel et d'un rinçage très soigné à l'eau chaude, renouvelée, suivie d'un rinçage en eau courante froide et d'un séchage à l'acétone et à l'étuve à 50°C pendant une heure.

2. Pesée.

L'éprouvette est pesée avec précision.

4. Essai de traction.

Eventuellement, on effectue un essai de traction sur le témoin, et on détermine la charge à la rupture $R(t)$ que l'on compare à la charge R initiale.

ANNEXE 2

FICHES TECHNIQUES

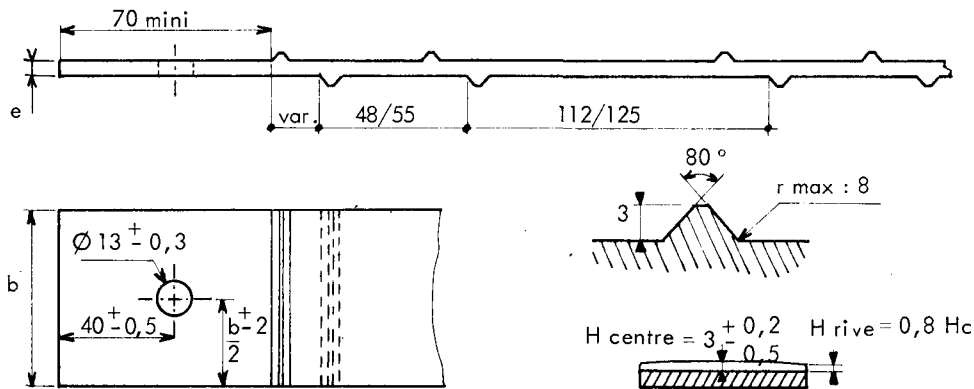
1. Armatures à haute adhérence en acier galvanisé
2. Armatures à haute adhérence en acier ordinaire
3. Amorces pour armatures à haute adhérence
4. Ecailles en béton sans armature
5. Ecailles en béton avec armatures
6. Eclisses pour armatures à haute adhérence
7. Boulonnerie pour armatures à haute adhérence
8. Joints pour écailles en béton
9. Eléments de peau en acier ordinaire pour ouvrages à parement métallique
10. Armatures en acier ordinaire pour ouvrages à parement métallique
11. Eléments de peau en acier galvanisé pour ouvrages à parement métallique
12. Armatures en acier galvanisé pour ouvrages à parement métallique
13. Boulonnerie en acier galvanisé pour ouvrages à parement métallique

ARMATURE A HAUTE ADHERENCE*

ACIER GALVANISE

1. Métal de base : Acier E 24-1 conforme à la norme NFA 35501 et apte à la galvanisation

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement sur métal de base : 36% minimum

2. Caractères géométriques

Epaisseur nominale : $e = 5$ mm
 Largeurs nominales : $b = 40$ ou 60 mm
 Longueur : à la demande selon projet

Tolérances : -0 + $0,45$ mm
 Tolérances : $-1,5$ + $1,5$ mm
 Tolérances : -160 + 160 mm

3. Caractères mécaniquesCharge minimale à la rupture

Section 40 x 5 $R = 69300$ N
 Section 60 x 5 $R = 105300$ N
 Allongement minimal sur une base de 500 mm : 18%

4. Marquage : Sigle TA en relief sur une face, tous les mètres environ.5. Traitement de surface

Galvanisation à chaud conforme à la norme NFA 91121
 Revêtement de zinc = 5 g/dm² mini (soit environ 70 µm en moyenne)

6. Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification de l'attestation de conformité à la commande

Vérification des caractères géométriques

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc

- Ponctuellement à l'aide d'un essai non destructif
- Par dissolution du revêtement si l'essai non destructif fait apparaître des épaisseurs inférieures à 50 µm

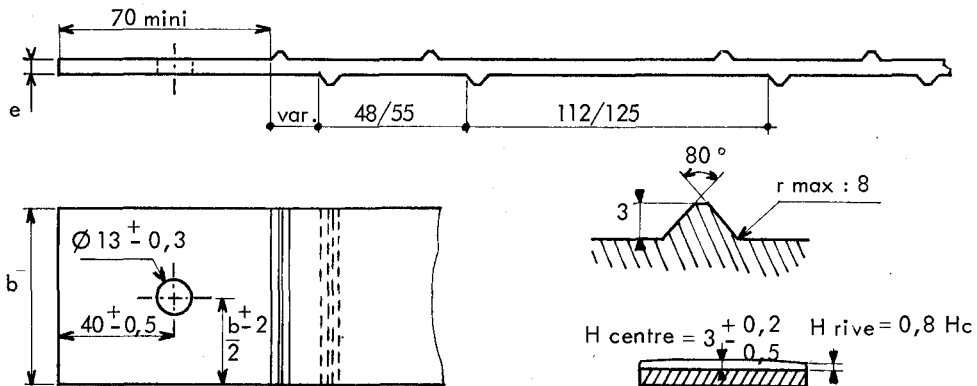
Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche est fournie pour chaque livraison.

ARMATURE A HAUTE ADHERENCE*

ACIER ORDINAIRE

1. Métal de base : Acier E 24-1 conforme à la norme NFA 35501

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement sur métal de base : 26% minimum

2. Caractères géométriques :

Epaisseur nominale : $e = 5$ mm
 Largeurs nominales : $b = 40$ ou 60 mm
 Longueur : à la demande selon projet

Tolérances : $-0 + 0,45$ mm
 Tolérances : $-1,5 + 1,5$ mm
 Tolérances : $-160 + 160$ mm

3. Caractères mécaniquesCharge minimale à la rupture

Section 40×5 : $R = 69300$ N
 Section 60×5 : $R = 105300$ N
 Allongement minimal sur une base de 500 mm : 18%

4. Marquage :

Sigle TA en relief sur une face, tous les mètres environ.

5. Nature des contrôles - Certificats de conformité

- Vérification de l'attestation de conformité à la commande
- Vérification des caractères géométriques

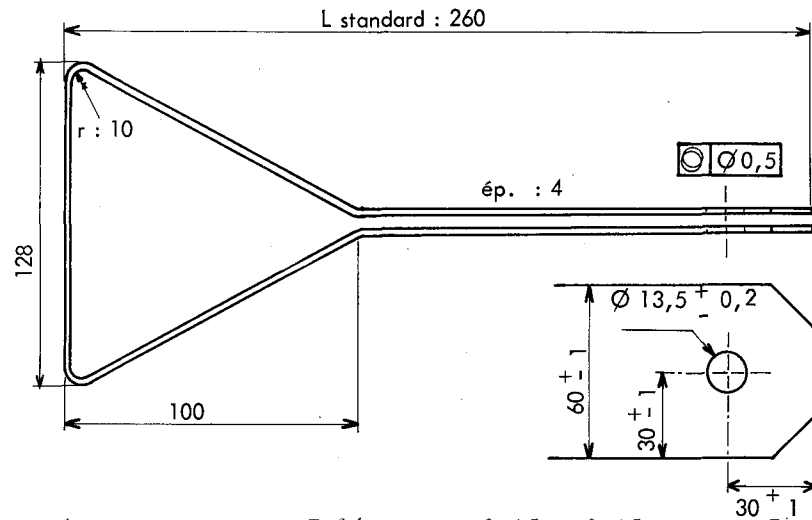
Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

AMORCE POUR ARMATURE A HAUTE ADHERENCE

1. Métal de base : Acier E 24-1 conforme à la norme NFA 35 501 et apte à la galvanisation

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement : 26% minimum

2. Caractères géométriques



Epaisseur nominale : 4 mm

Tolérances $-0,15 + 0,15$ mm

3. Traitement de surface

Galvanisation à chaud conforme à la norme NFA 91 121
 Masse du revêtement de zinc : 5 g/dm² au moins

4. Nature des contrôles

Vérification des caractères géométriques :

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc

- Ponctuellement par une méthode non destructive
- Par dissolution du revêtement si l'essai non destructif fait apparaître des épaisseurs inférieures à 50 μ m.

ECAILLE EN BETON*

SANS ARMATURE

Les écailles sont exécutées en béton vibré confectionné en centrale.

BETON

Dimension maximale des granulats : 25 mm

Dosage minimum : 350 kg de ciment CPA 45 ou CPA 45-R

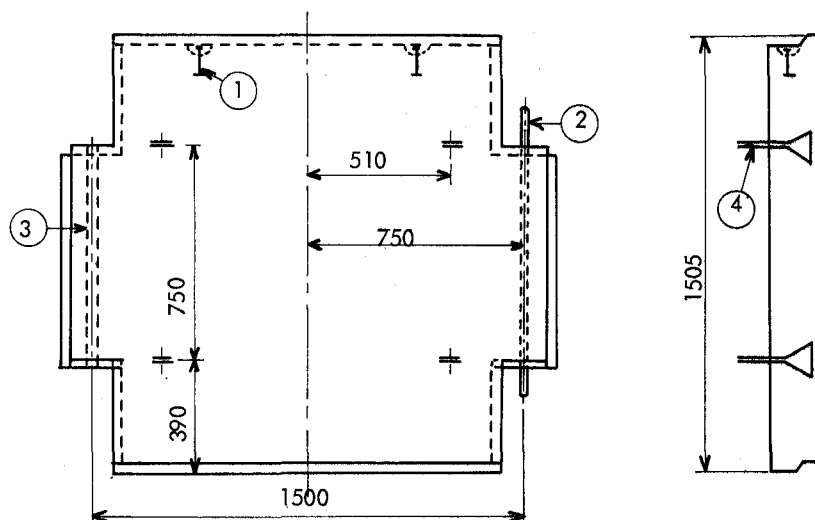
Seuls les adjuvants agréés "Béton", sans contre-indication béton précontraint, peuvent être autorisés pour des cas particuliers.

Résistances nominales du béton à 28 jours :

- compression $\overline{\sigma}_{28}' = 27$ MPa (sur cylindre)
- traction $\overline{\sigma}_{28} = 2,3$ MPa

Dimensions et tolérances

Ecaille standard. Surface nominale 2,250 m²



Planéité de la face avant	: ± 5 mm sur 1500 mm
Tolérances générales	: ± 5 mm
Différence entre les longueurs des deux diagonales	: 10 mm maxi
Épaisseur 180-220-260 mm	: ± 15 mm
Entraxe goujon-tube	: ± 4 mm

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage à pied - Système Vm en acier forgé. Longueur 85 mm. Diamètre tige 10 mm. Force nominale 10 kN. Coefficient de sécurité : 3
2. Goujon en acier E 24 galvanisé à chaud. Diamètre 20 mm. Longueur 970 mm.

*Brevet français n° 69.27.983

3. Tube en matière plastique. Diamètre intérieur 30 mm - Diamètre extérieur 32 mm.
Longueur 730 mm.

4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n°3).

Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification des caractères géométriques

Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défauts de surface grossiers.

Mesure de la résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours.

Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

Utilisation des différentes épaisseurs d'écailles

Le tableau ci-dessous donne, pour chaque type d'écaille standard :

- soit la valeur de la contrainte horizontale σ_3 maximale admissible, calculée sur la ligne des tractions maximales, au niveau des armatures attachées à cette écaille, toutes pondération comprises ;

- soit la charge totale applicable à l'écaille, égale à nT_o , où n est le nombre d'armatures attachées à l'écaille, $T_o = 0,75 T_{max}$ et

$$T_{max} = \frac{\sigma_3 \Delta H}{N} \quad , \quad \text{d'où } nT_o = 0,75 \times 2,25 \sigma_3$$

Nombre d'amorces	4	5	6	7	8
Epaisseur des écailles					
18	$\sigma_3 \leq 65 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 110 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 65 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 110 \text{ kN}$	X	X	X
22	$\sigma_3 \leq 100 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 170 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 100 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 170 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 115 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 195 \text{ kN}$	X	X
26	X	$\sigma_3 \leq 130 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 220 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 160 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 270 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 185 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 310 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 225 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 380 \text{ kN}$

1/9/78

ECAILLE EN BETON*

AVEC ARMATURE

Les écailles sont exécutées en béton vibré confectionné en centrale.

BETON

Dimension maximale des granulats : 25 mm

Dosage minimum : 350 kg de ciment CPA 45 ou CAP 45-R

Seuls les adjuvants agréés "Béton", sans contre-indication béton précontraint, peuvent être autorisés pour des cas particuliers.

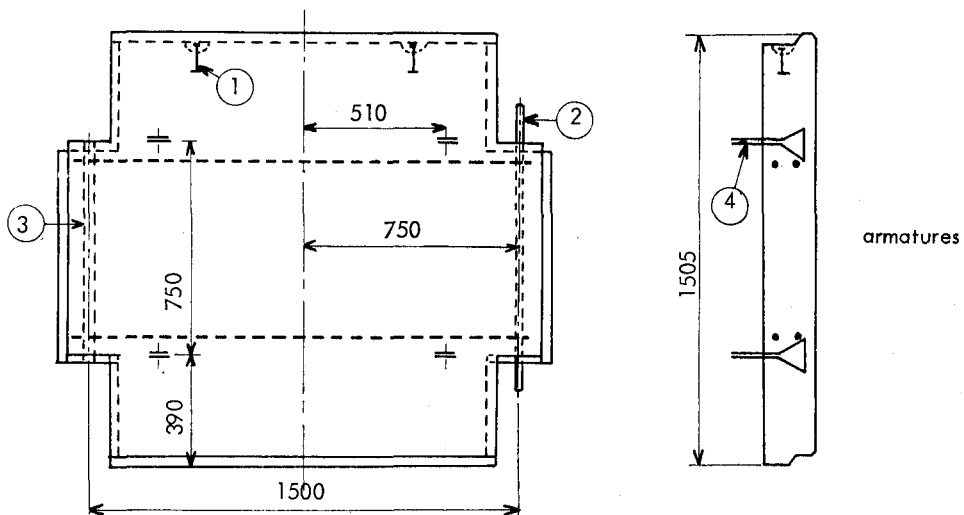
Résistances nominales du béton à 28 jours :

- compression $\overline{\sigma}_{28} = 27$ MPa (sur cylindre)

- traction $\overline{\sigma}_{28} = 2,3$ MPa

Dimensions et tolérances

Ecaille standard. Surface nominale 2,250 m²



Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm

Tolérances générales : ± 5 mm

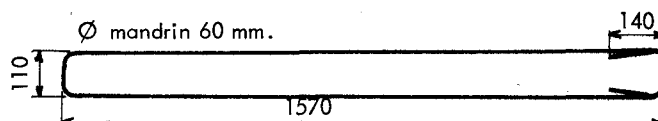
Différence entre les longueurs des deux diagonales : 10 mm maxi

Epaisseur 180-220-260 mm : ± 15 mm

Entraxe goujon-tube : ± 4 mm

ARMATURES

2 cadres acier HA diamètre 10 - Longueur développée : 3580 mm.



Brevet français n° 09.27.983

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage à pied - Système Vm
en acier forgé. Longueur 85 mm. Diamètre tige 10 mm.
Force nominale 10 kN. Coefficient de sécurité : 3
2. Goujon en acier E 24 galvanisé à chaud
Diamètre 20 mm - Longueur 970 mm.
3. Tube en matière plastique - Diamètre int. 30 mm - Diamètre ext. 32 mm - Longueur 730 mm
4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n°3).

Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification des caractères géométriques

Mésure de la résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours.

Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

Utilisation des différentes épaisseurs d'écailles.

Le tableau ci-dessous donne, pour chaque type d'écaille standard :

- soit la valeur de la contrainte horizontale σ_3 maximale admissible, calculée sur la ligne des tractions maximales, au niveau des armatures attachées à cette écaille, toutes pondérations comprises ;
- soit la charge totale applicable à l'écaille, égale à nT_o , où n est le nombre d'armatures attachées à l'écaille, $T_o = 0,75 T_{max}$ et

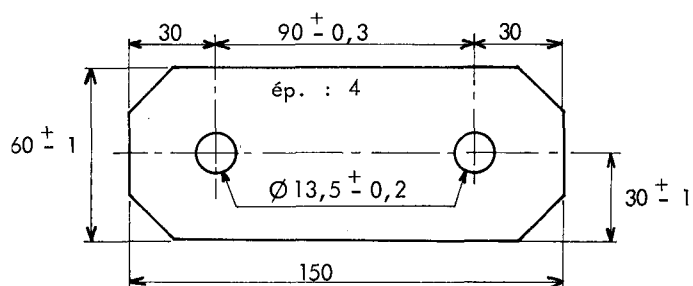
$$T_{max} = \frac{\sigma_3 \Delta H}{N} \quad , \quad \text{d'où } nT_o = 0,75 \times 2,25 \sigma_3$$

Nombre d'amorces	4	5	6	7	8
Epaisseur des écailles					
18	$\sigma_3 \leq 65 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 110 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 65 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 110 \text{ kN}$	X	X	X
22	$\sigma_3 \leq 100 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 170 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 100 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 170 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 115 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 195 \text{ kN}$	X	X
26	X	$\sigma_3 \leq 130 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 220 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 160 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 270 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 185 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 310 \text{ kN}$	$\sigma_3 \leq 225 \text{ kN/m}^2$ $nT_o \leq 380 \text{ kN}$

ECLISSE POUR ARMATURE A HAUTE ADHERENCE1. Métal de base

Acier E 24-1 conforme à la norme NFA 35 501 et apte à la galvanisation

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement : 26 % minimum

2. Caractères géométriques3. Traitement de surface

Galvanisation à chaud conforme à la norme NFA 91 121

Masse du revêtement de zinc : 5g/dm² minimum

4. Nature des contrôles

Vérification des caractères géométriques

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc

- Ponctuellement par une méthode non destructive
- Par dissolution du revêtement si l'essai non destructif fait apparaître des épaisseurs inférieures à 50 μm .

BOULONNERIE POUR ARMATURES A HAUTE ADHERENCE

1. Métal de base

Acier XC 38 écroui, donnant sur produit :

Limite de rupture : 800 MPa mini

Limite élastique : 640 MPa mini

Allongement : 12 % mini

2. Désignation

Boulon H-M 12 x 30 - Classe 8.8

3. Caractères géométriques

Suivant normes NFE 27 311 et NFE 27 411

Hors normes serrage (longueur de la partie lisse mesurée écrou serré entre la tête et la vis) : 12 mm \pm 1mm.

4. Traitement de surface

Galvanisation à chaud

Epaisseur moyenne minimale : 70 μ m

Nota : Les filets de l'écrou ne sont pas galvanisés.

5. Nature des contrôles

Vérification du marquage "8.8" sur la tête de la vis.

Vérification des dimensions.

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc par des méthodes non destructives.

JOINTS POUR ECALLES EN BETON

JOINTS HORIZONTAUX

Nature :

Particules de liège expansé agglomérées par des résines époxydes.

Caractéristiques

Masse spécifique : 250 kg/m³

Compression pour réduction d'épaisseur de 50 % : 0,5 à 2 MPa

Reprise après écrasement à 50% : > 90%

Dimensions

Longueur : 1250 mm

Largeur : 60-80-100 mm
pour utilisation avec des écailles d'épaisseurs respectives 180-220 ou 260 mm

Epaisseur : 20 mm

JOINTS VERTICAUX

Mousse de polyuréthane ou de polyéther à cellules ouvertes.

Section carrée 40 x 40 mm.

ELEMENT DE PEAU EN ACIER ORDINAIRE*
POUR OUVRAGE A PAREMENT METALLIQUE

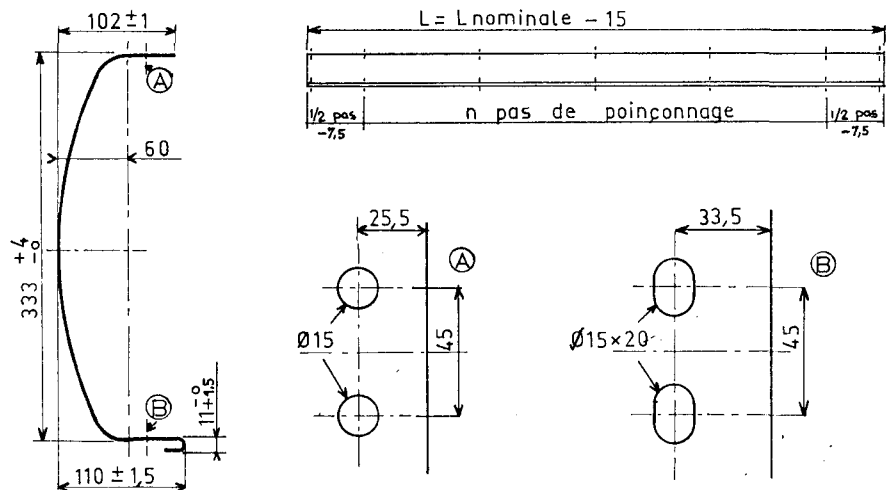
Obtenu à partir de tôle en bobine, refendue et profilée à froid.

1. Métal de base

Acier de nuance équivalente à E 24-2 conforme à la norme NFA 35-501

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement sur métal de base : 26 % minimum

2. Caractères géométriques



Epaisseur nominale de la tôle : $3 \text{ mm} \pm 0,2$

Pas de poinçonnage : 500 mm, 1000 mm, 1500 mm

Tolérance sur longueur : $\pm 3 \text{ mm}$

3. Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification des caractères géométriques

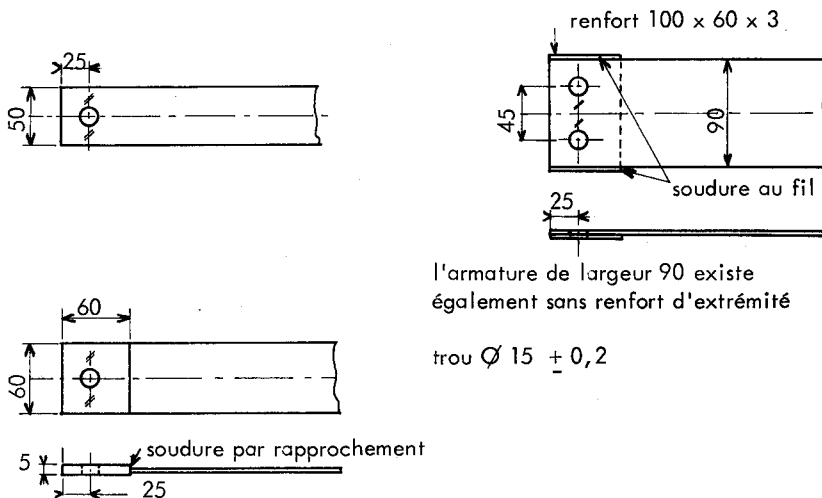
Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

ARMATURE EN ACIER ORDINAIRE
POUR OUVRAGE A PAREMENT METALLIQUE

1. Métal de base

Acier de nuance équivalente à E 24-2 conforme à la norme NFA 35-501

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement sur métal de base : 26 % minimum

2. Caractères géométriques

Tolérances normales sur longueur : ± 40 mm
 Tolérances serrées sur longueur : ± 10 mm
 Epaisseur nominale de la tôle : $3 \text{ mm} \pm 0,2$
 Tolérance sur largeur : ± 1 mm
 Tolérance générale : ± 2 mm

3. <u>Caractères mécaniques</u>	: Section 50 x 3	60 x 3	90 x 3
Charge de rupture minimum R :	49400 N	59500 N	89700 N

Nota : les valeurs de la charge de rupture s'appliquent également à la zone comportant une soudure par rapprochement.

4. Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification des caractères géométriques

Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

ELEMENT DE PEAU EN ACIER GALVANISE*
POUR OUVRAGE A PAREMENT METALLIQUE

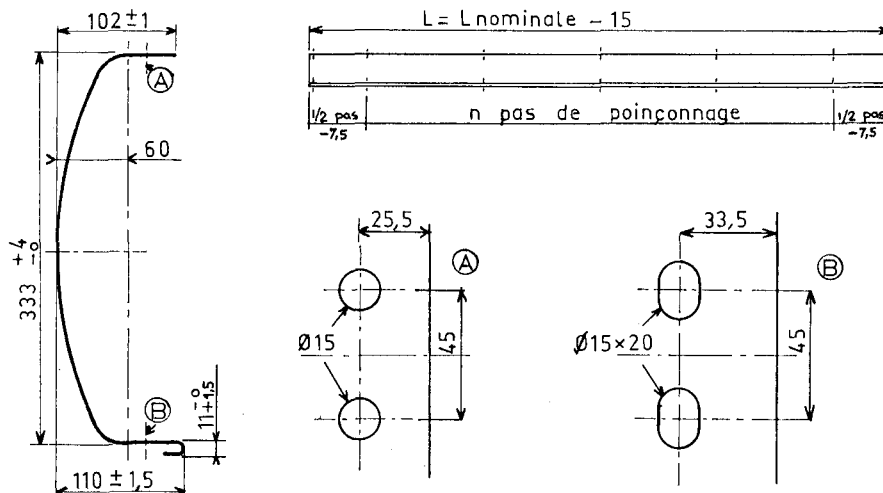
Obtenu à partir de tôle en bobine galvanisée en continu, refendue et profilée à froid.

1. Métal de base

Acier de nuance équivalente à E 24-2 conforme à la norme NFA 35-501

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement sur métal de base : 23 % minimum

2. Caractères géométriques



Epaisseur nominale de la tôle : 3mm \pm 0,2

Pas de poinçonnage : 500 mm, 1000 mm, 1500 mm.

Tolérance sur longueur : \pm 3 mm

3. Traitement de surface

Galvanisation en continu conforme à la norme NFA 36 321
 Revêtement de zinc : 625 g/m² double face (soit environ 45 μ m)

4. Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification des caractères géométriques

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc :

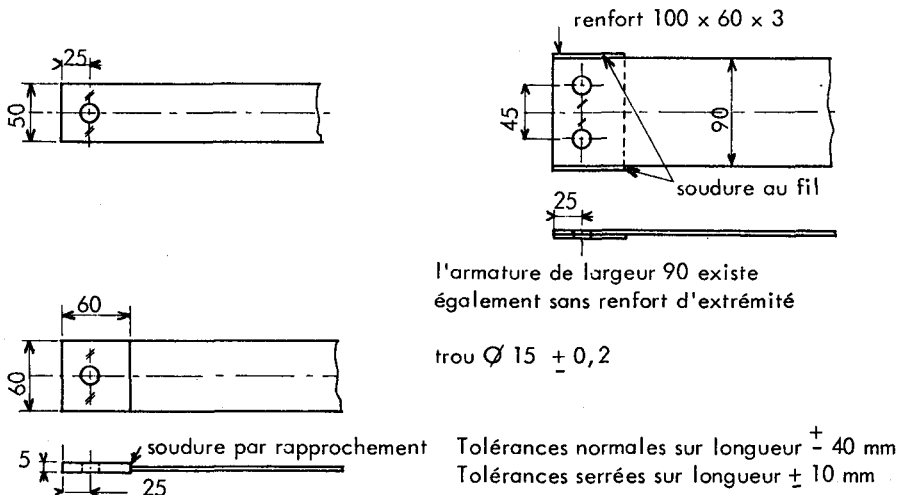
- Ponctuellement à l'aide d'un essai destructif
- Par dissolution du revêtement si l'essai non destructif fait apparaître des épaisseurs inférieures à 30 μ m

Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

ARMATURE EN ACIER GALVANISEPOUR OUVRAGE A PAREMENT METALLIQUE1. Métal de base

Acier de nuance équivalente à E 24-2 conforme à la norme NFA 35-501

Résistance à la rupture : 360 à 440 MPa
 Limite élastique : 235 MPa
 Allongement sur métal de base : 23 % minimum

2. Caractères géométriques

Epaisseur nominale de la tôle : $3 \text{ mm} \pm 0,2$

Tolérance sur largeur : ± 1 mm

Tolérance générale : ± 2 mm

3. <u>Caractères mécaniques</u> :	Section 50 x 3	60 x 3	90 x 3
Charge de rupture minimum R:	49400 N	59500 N	89700 N

Nota : les valeurs de la charge de rupture s'appliquent également à la zone comportant une soudure par rapprochement.

4. Traitement de surface

Galvanisation en continu conforme à la norme NFA 36 321
 Revêtement de zinc : 625 g/m² double face (soit environ 45 μm)

Nota : Les cordons de soudure sont protégés par l'application d'une peinture riche en zinc.

5. Nature des contrôles - Certificats de conformité

Vérification des caractères géométriques

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc

- Ponctuellement à l'aide d'un essai destructif
- Par dissolution du revêtement si l'essai non destructif fait apparaître des épaisseurs inférieures à 30 μm .

Une attestation de conformité des produits, à la présente fiche, est fournie pour chaque livraison.

1/9/78

BOULONNERIE POUR OUVRAGE
A PAREMENT METALLIQUE

1. Désignation

Boulon H-M 14 x 30 - Classe 8.8.

2. Caractères géométriques

Suivant normes NFE 27 311 et NFE 27 411

3. Caractères mécaniques

Résistance à la rupture en traction : 785 MPa
Limite élastique : 630 MPa
Allongement minimum : 12 %

4. Traitement de surface

Revêtement de zinc par procédé électrolytique

Epaisseur minimale : 10 μ m

5. Nature des contrôles

Vérification du marquage "8.8" sur la tête de la vis

Vérification des dimensions

Vérification de l'épaisseur du revêtement de zinc par des méthodes non destructives.

ANNEXE 3

EXEMPLES DE NOTE DE CALCUL

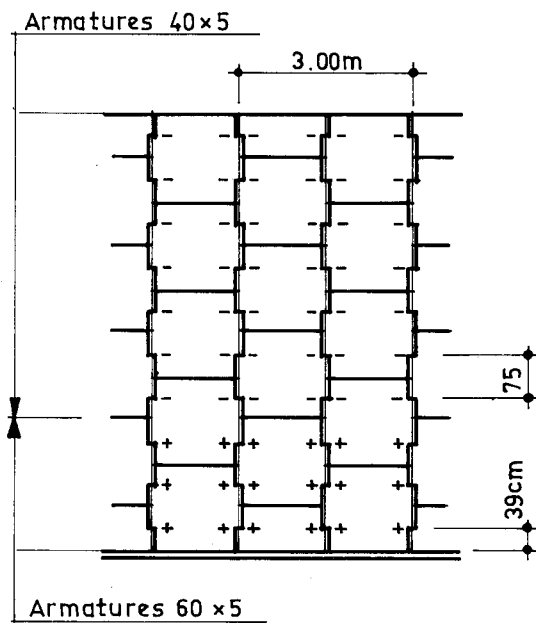
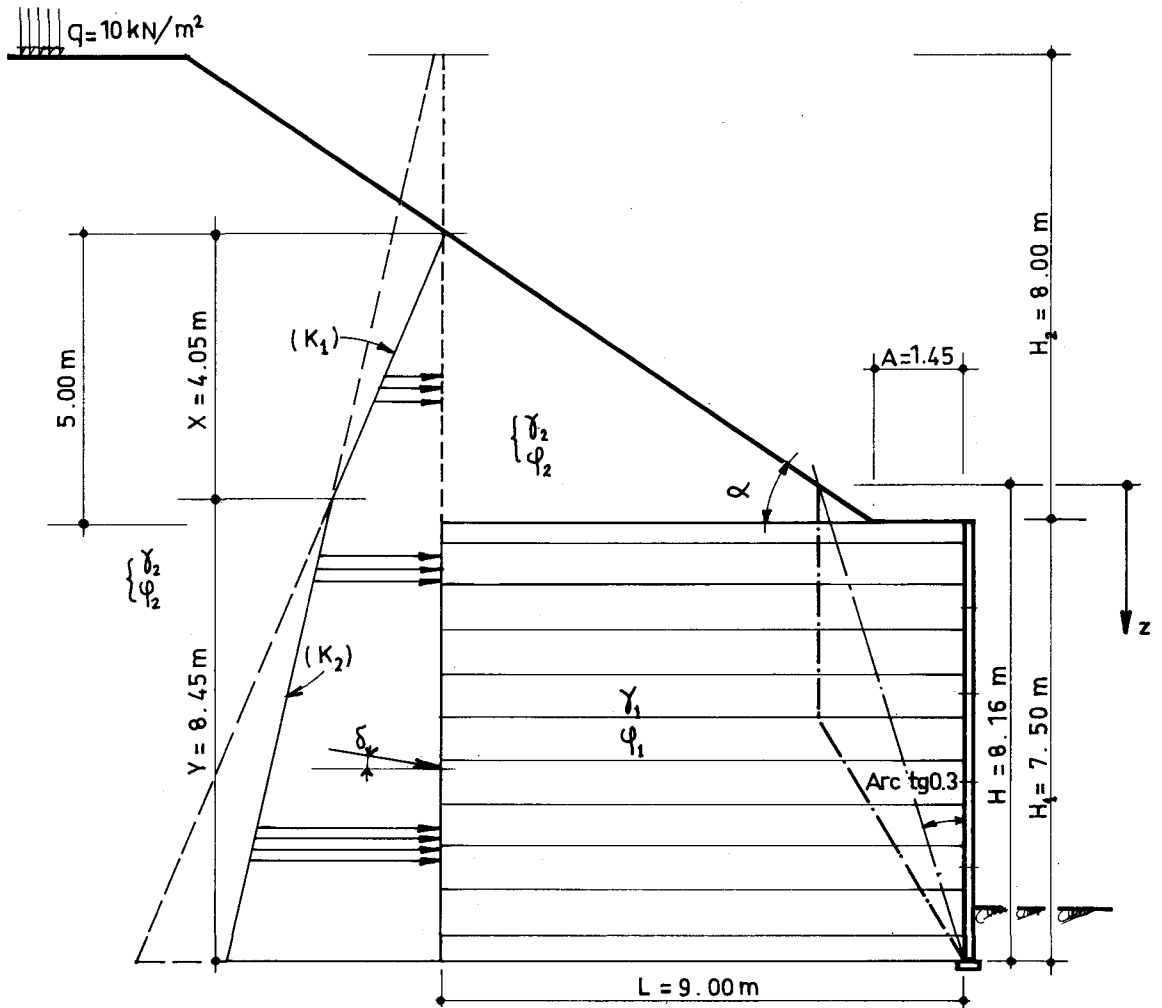
- Mur en pied de talus
- Culée

NOTE DE CALCUL DE JUSTIFICATION
D'UN MASSIF DE SOUTÈNEMENT EN PIED DE TALUS

I DONNEES GENERALES

I.1. Géométrie du massif

Voir schéma ci-dessous.



$$- \operatorname{tg} \alpha = \frac{5,00}{9,00 - 1,45} = 0,662 \quad \alpha = 33^{\circ}5$$

$$- \text{Hauteur mécanique } H \quad 0,30 H = A + \frac{H - H_1}{\operatorname{tg} \alpha} \quad H = 8,16 \text{ m}$$

$$- \text{Largeur de la zone active :} \quad 0,30 H = 2,45 \text{ m}$$

I.2. Caractéristiques du sol de fondation.

- Contrainte limite de poinçonnement :

$$\bar{q} = q_0 + \frac{1}{\delta_s} \Delta q_r$$

Avec $q_0 = 12 \text{ kN/m}^2$; $\delta_s = 1,5$; $\Delta q_r = 600 \text{ kN/m}^2$; $\bar{q} = 412 \text{ kN/m}^2$

- Frottement sur la base :

Coefficient de frottement sol/massif $f = 0,60$

$$C = 10^{-2} \text{ MPa} \quad (= 10 \text{ kN/m}^2)$$

I.3. Classification

Ouvrage { - ordinaire
 - permanent à durée de service minimum de 70 ans
 - hors d'eau

II CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1. Remblais.

- Massif armé

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_1 \text{ max} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \delta_1 \text{ min} = 18 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi_1 = 36^{\circ} \\ K_0 = 1 - \sin \varphi_1 = 0,412 \quad ; \quad K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 0,260 \\ f^*_0 = 1,5 \quad ; \quad \operatorname{tg} \varphi_1 = 0,726 \end{array} \right.$$

- Remblai derrière et sur le massif :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_2 \text{ max} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \delta_2 \text{ min} = 18 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi_2 = 36^{\circ} \end{array} \right.$$

NB : On note que φ_2 est compatible avec la pente du talus.

- Poussée du remblai :

On admet que la poussée est inclinée suivant un angle δ tel que :

$$\delta = \frac{2}{3} \frac{X}{X+Y} \alpha$$

(voir définition de X et Y sur le schéma)
 δ est déterminé par itération.

Supposons $\delta = 7^\circ 2$ - On a, suivant la formule de Coulomb :

Composante horizontale de la poussée du remblai taluté indéfini :

$$K_1 = \left[\frac{\cos \varphi_2}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2 - \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}}} \right]^2 = 0,462$$

Composante horizontale de la poussée du remblai à surface horizontale :

$$K_2 = \left[\frac{\cos \varphi_2}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin \varphi_2}{\cos \delta}}} \right]^2 = 0,245$$

$$\text{d'où } X = \frac{K_2}{K_1 - K_2} \left[\frac{q}{\gamma_2} + H_2 - \frac{L - A}{\cotg \alpha} \right] = 4,05 \text{ m}$$

En prenant $\frac{q}{\gamma} = \frac{1,6}{1,35} \times \frac{10}{20}$ (voir plus loin "Combinaisons d'Actions")

On vérifie $\delta = \frac{2}{3} \frac{4,05}{12,50} \times 33^\circ 5 = 7^\circ 2$

II.2. Armatures.

Armatures en acier galvanisé à haute adhérence de 5 mm d'épaisseur (e_o).

Épaisseur sacrifiée à la corrosion : $e_s = 1$ mm (ouvrage terrestre hors d'eau permanent à durée de service égale à 70 ans)

Épaisseur de calcul : $e_c = e_o - e_s = 5 - 1 = 4$ mm

Ouvrage ordinaire : $\gamma_r = 1,5$ et $\gamma_f = 1,35$

- Armatures 40 x 5

Charge minimale à la rupture (cf fiches techniques) $R = 69,3$ kN

Diamètre du trou d'assemblage : 13 mm

Effort de traction limite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{T}_r \leq \overline{T}_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} R \frac{e_c}{e_o} = \frac{1}{1,5} 69,3 \frac{4}{5} = 39,96 \text{ kN} \\ \overline{T}_r \leq \overline{T}_{r2} = \frac{1}{0,75} \frac{1}{0,75} R \frac{b'}{b} \frac{e_c}{e_o} = \frac{1}{0,75} \frac{1}{1,5} 69,3 \frac{40-13}{40} \frac{4}{5} = 33,26 \text{ kN} \end{array} \right.$$

donc $\overline{T}_r = \underline{33,26 \text{ kN}}$

- Armatures 60 x 5

Charge minimale à la rupture $R = 105,3$ kN

Diamètre du trou d'assemblage : 13 mm

Effort de traction limite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{T}_r \leq \overline{T}_{r1} = \frac{1}{1,5} 105,3 \frac{4}{5} = 56,16 \text{ kN} \\ \overline{T}_r \leq \overline{T}_{r2} = \frac{1}{0,75} \frac{1}{1,5} 105,3 \frac{60-13}{60} \frac{4}{5} = 58,65 \text{ kN} \end{array} \right.$$

donc $\overline{T}_r = \underline{56,16 \text{ kN}}$

III COMBINAISONS D'ACTION

III.1. Parmi toutes celles qui peuvent être envisagées, nous ne retiendrons que les 3, numérotées (A), (B), (C), qui paraissent a priori déterminantes pour cet exemple.

ACTIONS		COMBINAISONS			
		(A)	(B)	(C)	
ACTIONS PERMANENTES	POUSSEE	Composantes (1) Horizontale et verticale de la poussée	DEFAV γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	DEFAV γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	γ_{2max} $\gamma_F = 1,00$
	POIDS PROPRE	Poids du massif	DEFAV γ_{1max} $\gamma_F = 1,35$	FAV γ_{1min} $\gamma_F = 1,00$	γ_{1max} $\gamma_F = 1,00$
		Poids du remblai au-dessus du massif	DEFAV γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	FAV $\gamma_{2min(2)}$ $\gamma_F = 1,00$	γ_{2max} $\gamma_F = 1,00$
ACTIONS VARIABLES		Charge de circulation	10 kN/m ² $\gamma_{Q1} = 1,6$	10 kN/m ² $\gamma_{Q1} = 1,6$	10 kN/m ² $\gamma_{Q1} = 1,2(3)$

III.2. La Combinaison (A) cumule les effets défavorables du poids propre et de la poussée derrière le massif. Elle est à considérer a priori pour l'état limite de stabilité externe (critère de poinçonnement) et pour l'état limite de stabilité interne (critère de résistance mécanique et critère d'adhérence).

La combinaison (B) envisage les effets défavorables de la poussée sur le massif. Elle est donc à considérer pour l'état limite de stabilité externe, vis à vis du critère de glissement sur la base, et aussi, puisqu'elle augmente l'excentricité des efforts résultants, vis à vis du critère de poinçonnement.

Pour la même raison elle est à prendre en compte pour l'état limite de stabilité interne (critères de résistance mécanique et d'adhérence).

La combinaison (C) ne sert qu'au calcul des tassements sous l'ouvrage.

III.3. Remarques.

(1) : L'effet de la composante verticale est, a priori, favorable vis à vis du glissement sur la base. Par contre, il peut être aussi bien favorable que défavorable pour les autres états limites envisagés (en effet, si cette composante augmente la charge verticale, elle réduit en contrepartie l'excentricité de la résultante des efforts). Comme l'effet de la composante horizontale est, de toute façon, beaucoup plus sensible, le principe de "cohérence" sera en fait strictement appliqué, à l'avantage de cette composante horizontale.

Composante horizontale de la poussée

$$\begin{aligned} \textcircled{A} \textcircled{B} \frac{1}{2} K_1 \gamma_2 X^2 &= \frac{1}{2} 0,462 \times (1,35 \times 20) \times 4,05^2 & 102,30 & 102,30 \\ \textcircled{A} \textcircled{B} K_1 \gamma_2 XY &= 0,462 \times (1,35 \times 20) \times 4,05 \times 8,45 & 426,89 & 426,89 \\ \textcircled{A} \textcircled{B} \frac{1}{2} K_2 \gamma_2 Y^2 &= \frac{1}{2} 0,245 \times (1,35 \times 20) \times 8,45^2 & 236,16 & 236,16 \end{aligned}$$

$$R_H = \begin{array}{cc} 765,35 & 765,35 \\ \text{kN} & \text{kN} \end{array}$$

Composante verticale de la poussée

$$\textcircled{A} \textcircled{B} R_H \operatorname{tg} \delta = 765,36 \operatorname{tg} 7^\circ 2$$

Poids du massif

$$\begin{array}{cc} \textcircled{A} \gamma_1 L H_1 & = \begin{cases} (1,35 \times 20) \times 9,00 \times 7,50 \\ (1,00 \times 18) \times 9,00 \times 7,50 \end{cases} \\ \textcircled{B} & \end{array}$$

Poids du remblai

$$\begin{array}{cc} \textcircled{A} \frac{1}{2} \gamma_2 (L-A)^2 \operatorname{tg} \alpha & = \frac{1}{2} (1,35 \times 20) \times 7,50^2 \times 0,6622 \\ \textcircled{B} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} (1,00 \times 18) \times 7,50^2 \times 0,6622 \end{array} \right. \end{array}$$

$$R_V = \begin{array}{cc} 2422,05 & 1646,93 \\ \text{kN} & \text{kN} \end{array}$$

EFFORTS		BRAS DE LEVIER par rapport au point 0	MOMENTS	
Ⓐ	Ⓑ		Ⓐ	Ⓑ
102,30	102,30	$Y + \frac{X}{3} = 9,80\text{m}$	1002,56	1002,56
426,89	426,89	$Y/2 = 4,225\text{m}$	1803,62	1803,62
236,16	236,16	$Y/3 = 2,817\text{m}$	665,19	665,19
765,35 kN	765,35 kN		3471,37 kNxm	3471,37 kNxm
96,69	96,69	$L = 9,00\text{m}$	870,21	870,21
1822,50	-	$L/2 = 4,50\text{m}$	8201,25	-
-	1215,00		-	5467,50
502,86	-	$\frac{A+2L}{3} = 6,483\text{m}$	3260,21	-
-	335,24		-	2173,47
2422,05 kN	1646,93 kN		12331,67 kNxm	8511,18 kNxm

IV.1. Calcul des efforts au niveau de la base.

IV STABILITE EXTERNE

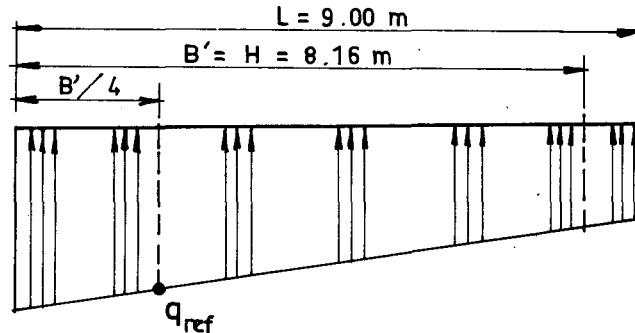
$$\gamma_{Q1} = \frac{1,6}{1,35} \approx 1,2$$

- (2) : Afin de réduire le nombre des combinaisons à considérer, tout en se mettant du côté de la sécurité, on admettra ici, par dérogation au principe de cohérence, que γ_2 peut être minimum au-dessus du massif, alors même qu'il est supposé maximum derrière.
- (3) : Le calcul des tassements devrait logiquement s'effectuer sans faire intervenir la charge de circulation. Compte tenu de son incidence marginale, on prendra cependant en compte une charge qui permette de ramener, à un coefficient 1,35 près, la combinaison Ⓒ à la combinaison Ⓐ. Le coefficient γ_{Q1} a été choisi en conséquence :

IV.2. Etats limites de poinçonnement.

La longueur des armatures L étant supérieure à la hauteur mécanique de l'ouvrage H ($L = 9,00 \text{ m} > H = 8,16 \text{ m}$), la largeur conventionnelle sera $B' = 8,16 \text{ m}$.

La contrainte de référence q_{ref} comparée à la contrainte de rupture du sol de fondation est prise au $1/4$ de la largeur de cette largeur conventionnelle



- Combinaison (A)

$$M = 12331,67 - 3471,37 = 8860,30 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{8860,30}{2422,05} = 3,658 \text{ m} = \frac{L}{2} - e$$

$$\text{où l'excentricité de la résultante : } e = \frac{9,00}{2} - 3,658 = 0,84 \text{ m}$$

$$q_{ref} = \frac{R_v}{L} \left[1 + \frac{6e}{L} \left(1 - \frac{B'}{2L} \right) \right] = \frac{2422,05}{9,00} \left[1 + \frac{6 \times 0,84}{9,00} \left(1 - \frac{8,16}{18} \right) \right]$$

$$= 351,50 \text{ kN/m}^2 < \bar{q} = 412 \text{ kN/m}^2$$

- Combinaison (B)

$$M = 8511,18 - 3471,37 = 5039,81 \text{ kN}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{5039,81}{1646,93} = 3,060 \text{ m} = \frac{L}{2} - e$$

$$\text{où l'excentricité de la résultante } e = \frac{9,00}{2} - 3,06 = 1,44 \text{ m}$$

$$q_{ref} = \frac{1646,93}{9,00} \left[1 + \frac{6 \times 1,44}{9,00} \left(1 - \frac{8,16}{18} \right) \right]$$

$$= 279,03 \text{ kN/m}^2 < \bar{q} = 412 \text{ kN/m}^2$$

IV.3. Etat limite de glissement sur la base.

- Combinaison (B)

$$R_H = 765,36 \text{ kN/m}^2 \quad R_v = 1646,93 \text{ kN/m}^2$$

Résistance de calcul due au frottement :

$$\bar{Q}_h = \frac{1}{\gamma_g} (fR_v + CS')$$

$$\bar{Q}_h = \frac{1}{1,2} (0,60 \times 1646,93 + 10 \times 8,16) = 891,46 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow R_H < \bar{Q}_H$$

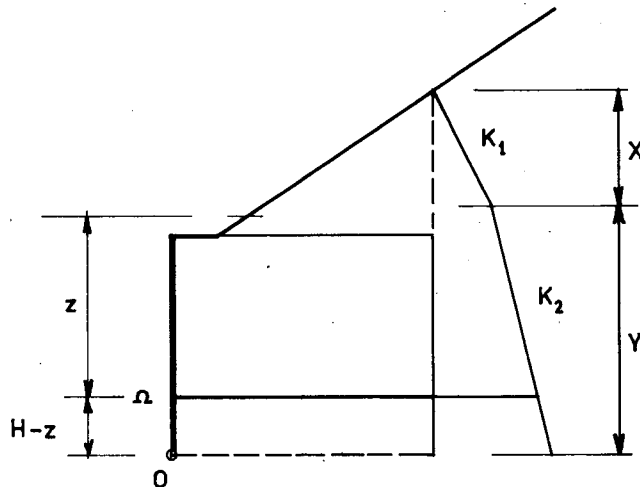
IV.4. Calcul de la contrainte à considérer pour le tassement.

Elle se déduit (voir "Combinaisons d'actions") de la contrainte q_{ref} calculée pour la combinaison (A), dans le rapport 1,35

$$q = \frac{351,5 \text{ kN/m}^2}{1,35} = 260,4 \text{ kN/m}^2$$

V STABILITE INTERNE

V.11. Calcul du moment de renversement dû à la poussée aux différents niveaux z d'armatures.



- Poussée horizontale sur toute la hauteur $(X + Y) = R_H$

Moment par rapport au point 0 de $R_H = M_{RO}$

- Poussée horizontale unitaire au niveau z = $[K_1 X + K_2 Y - K_2 (H-z)] \delta_2$

Moment au niveau z de la poussée horizontale sur la hauteur $X + Y - (H-z)$:

$$M_z = M_{RO} - R_H (H-z) + (K_1 X + K_2 Y) \delta_2 \frac{(H-z)^2}{2} - K_2 \delta_2 \frac{(H-z)^3}{6}$$

- Composante verticale de la poussée sur la hauteur $X + Y - (H-z)$:

$$Q_H t_g \delta = \left\{ R_H - [(K_1 X + K_2 Y) (H-z) - K_2 \frac{(H-z)^2}{2}] \delta_2 \right\} t_g \delta$$

Moment correspondant : $Q_H L t_g \delta$

Compte tenu des valeurs numériques pour les combinaisons (A) et (B) (voir IV.1.), et du coefficient de pondération :

$$K_2 \delta_2 = 0,245(1,35 \times 20) = 6,61$$

$$(K_1 X + K_2 Y) \delta_2 = (0,462 \times 4,05 + 0,245 \times 8,45)(1,35 \times 20) = 106,42$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_R &= 3471,37 - 765,36(H-z) + \frac{106,42}{2}(H-z)^2 - \frac{6,61}{6}(H-z)^3 \\ Q_H t_g \delta &= \left[765,36 - 106,42(H-z) + \frac{6,61}{2}(H-z)^2 \right] 0,1263 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_R &= 3471,37 - 765,36(H-z) + 53,21(H-z)^2 - 1,10(H-z)^3 \\ Q_H t_g \delta &= 96,69 - 13,44(H-z) + 0,42(H-z)^2 \end{aligned} \right.$$

Le moment résultant par rapport à Ω est égal à $Q_H L t_g \delta - M_R$

V.12. Calcul du poids et du moment stabilisateur au niveau z.

Poids du massif et du remblai :

$$P = \left[\gamma_1 L H_1 + 1/2 \gamma_2 (L - A)^2 \operatorname{tg} \alpha \right] - \gamma_1 L (H - z)$$

Moment stabilisateur :

$$M_S = \left[\gamma_1 \frac{L^2}{2} H_1 + \frac{1}{2} \gamma_2 (L - A)^2 \frac{A + 2L}{3} \operatorname{tg} \alpha \right] - \gamma_1 \frac{L^2}{2} (H - z)$$

Compte tenu des valeurs numériques (et des coefficients de pondération)

Pour la combinaison (A) :

$$\left\{ \begin{aligned} P &= 1,35 \times 20 \left\{ [9,00 \times 7,50 + 1/2 (9,00 - 1,45)^2 0,662] - 9,00 (H - z) \right\} \\ &= 2325,36 - 243,00 (H - z) \\ M_S &= 1,35 \times 20 \left[\frac{9,00^2}{2} 7,50 + \frac{(9,00 - 1,45)^2}{2} \frac{1,45 + 18,00}{3} 0,662 - \frac{9,00^2}{2} (H - z) \right] \\ &= 11461,46 - 1093,50 (H - z) \end{aligned} \right.$$

Pour la combinaison (B) :

$$\left\{ \begin{aligned} P &= \left[(1,00 \times 18 \times 9,00 \times 7,50) + \frac{1}{2} (1,35 \times 20) (9,00 - 1,45)^2 0,662 \right] - 1,00 \times 18 \times 9,00 (H - z) \\ &= 1550,24 - 162 (H - z) \\ M_S &= \left[1,00 \times 18 \times \frac{9,00^2}{2} \times 7,50 + \frac{1}{2} \times 1,35 \times 20 (9,00 - 1,45)^2 \frac{1,45 + 18,00}{3} 0,662 \right] - 1,00 \times 18 \times \frac{9,00^2}{2} (H - z) \\ &= 7640,37 - 729,00 (H - z) \end{aligned} \right.$$

V.13. Calcul de σ_1

Au niveau z la charge verticale totale dans le massif est

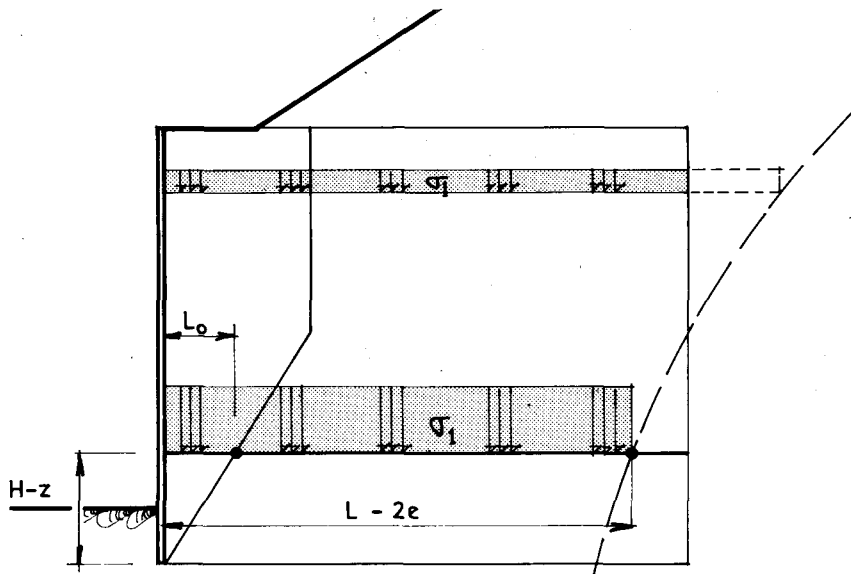
$$Q_v = P + Q_H \operatorname{tg} \delta$$

et le moment résultant par rapport à Ω est :

$$M = Q_H L \operatorname{tg} \delta - M_R + M_S$$

La résultante passe à une distance $\frac{M}{Q_v}$ du point Ω , égale à $\frac{L}{2} - e$, où e représente l'excentricité de la résultante.

La contrainte verticale σ_1 est égale à $\sigma_1 = \frac{Q_v}{L - 2e} = \frac{Q_v}{2M}$



N.B. : En haut du massif e peut être négatif ; L - 2e est alors supérieur à L.

V.2. Calcul de σ_1

V.21. Cas de la combinaison (A)

H - z	P (1)	$Q_H \text{tg } \delta$ (2)	Q_V (3) = (1)+(2)	M_S (4)	$Q_H \text{ltg}$ (5)	M_R (6)	M (7) = (4)+(5)-(6)	$\frac{L}{2} - e$ (8) = (7)/(3)	$\sigma_1 = \frac{Q_V}{2M}$ (9)
0,39	2230,59	91,51	2322,10	11035,00	823,59	3180,91	8677,68	3,737	310,69
1,14	2048,34	81,91	2130,25	10214,87	737,19	2666,38	8285,68	3,890	273,81
1,89	1866,09	72,77	1938,86	9394,75	654,93	2207,46	7842,22	4,045	239,66
2,64	1683,84	64,11	1747,95	8574,62	576,99	1801,37	7350,24	4,205	207,84
3,39	1501,59	55,92	1557,51	7754,50	503,28	1445,32	6812,46	4,374	178,04
4,14	1319,34	48,19	1367,53	6934,37	433,71	1136,51	6231,57	4,557	150,05
4,89	1137,09	40,94	1178,03	6114,25	368,46	872,16	5610,55	4,763	123,66
5,64	954,84	34,16	989,00	5294,12	307,44	649,47	4952,09	5,007	98,76
6,39	772,59	27,84	800,43	4474,00	250,56	465,65	4258,91	5,321	75,21
7,14	590,34	22,00	612,34	3653,87	198,00	317,92	3533,95	5,771	53,05
	kN	kN	kN	kNxm	kNxm	kNxm	kNxm	m	kN/m ²

V.22 Cas de la combinaison (B)

H - z	P (1)	$Q_H \text{tg } \delta$ (2)	Q_V (3) = (1)+(2)	M_S (4)	$Q_H \text{ltg}$ (5)	M_R (6)	M (7) = (4)+(5)-(6)	$\frac{L}{2} - e$ (8) = (7)/(3)	$\sigma_1 = \frac{Q_V}{2M}$ (9)
0,39	1487,06	91,51	1578,57	7356,67	823,59	3180,91	4999,35	3,167	249,22
1,14	1365,56	81,91	1447,47	6809,91	737,19	2666,38	4880,72	3,372	214,63
1,89	1244,06	72,77	1316,83	6263,17	654,93	2207,46	4710,64	3,577	184,07
2,64	1122,56	64,11	1186,67	5716,41	576,99	1801,37	4492,03	3,785	156,76
3,39	1001,06	55,92	1056,98	5169,67	503,28	1445,32	4227,63	4,000	132,12
4,14	879,56	48,19	927,75	4622,91	433,71	1136,51	3920,11	4,225	109,79
4,89	758,06	40,94	799,00	4076,17	368,46	872,16	3572,47	4,471	89,35
5,64	636,56	34,16	670,72	3529,41	307,44	649,47	3187,38	4,752	70,57
6,39	515,06	27,84	542,90	2982,67	250,56	465,65	2767,58	5,098	53,25
7,14	393,56	22,00	415,56	2435,91	198,00	317,92	2315,99	5,573	37,28
	kN	kN	kN	kNxm	kNxm	kNxm	kNxm	m	kN/m ²

V.3. Vérification des armatures.

V.31 N : Nombre d'armatures par mètre de largeur au niveau z du lit d'armature considéré (z compté depuis le niveau de la hauteur mécanique; voir schéma en I).

Les lits étant espacés de $\Delta H = 0,75$, le nombre d'armature par mètre carré de parement est égal à

$$n = \frac{N}{\Delta H} = \frac{N}{0,75}$$

V.32. Résistance mécanique des armatures.

Calcul de σ_3 :

$$\sigma_3 = K \sigma_1 \text{ avec } \begin{cases} K = K_0 - (K_0 - K_a) \frac{z}{6} & \text{pour } z \leq 6 \text{ m} \\ K = K_a & \text{pour } z > 6 \text{ m} \end{cases}$$

C'est à dire $\begin{cases} K = 0,412 - 0,025z & \text{pour } z \leq 6 \text{ m} \\ K = 0,260 & \text{pour } z > 6 \text{ m} \end{cases}$

Calcul de T_{\max} : $T_{\max} = \frac{\sigma_3}{n} = \frac{\Delta H \sigma_3}{N} = \frac{0,75 \cdot \sigma_3}{N} = \frac{2,25}{3N} \sigma_3$ *

On vérifie que $T_{\max} \leq \bar{T}_r$ correspondant au type d'armature prévu (voir II.2 et tableaux ci-dessous)

V.33 Résistance d'adhérence.

Calcul de \bar{T}_f (effort limite d'adhérence par armature)

$$\bar{T}_f = \frac{1}{\delta_f} \times 2b \int_{L-L_a}^L f^* \sigma_1 dx$$

avec $\delta_f = 1,35$; b = largeur de l'armature (0,04 m ou 0,06 m)

$$\begin{cases} f^* = f_0^* - (f_0^* - t_g \varphi_1) \frac{z}{6} = 1,50 - (1,50 - 0,726) \frac{z}{6} = 1,50 - 0,129 z & \text{pour } z \leq 6 \text{ m} \\ f^* = t_g \varphi_1 = 0,726 & \text{pour } z > 6 \text{ m} \end{cases}$$

L_a , la longueur d'adhérence, est égale à la longueur partielle de l'armature $L - L_0$, où L_0 représente la largeur de la zone active (voir schéma en V.13). Quand $L - 2e < L_0$, le frottement n'est en fait supposé mis en jeu que sur la longueur $(L-2e)-L_0$; quand $L - 2e \geq L_0$, il est compté sur $L - L_0$ (cf V.13).

La largeur de la zone active vaut :

$$L_0 = 0,3 H = 0,3 \times 8,16 = 2,45 \text{ m pour } z \leq H/2 = 4,08 \text{ m}$$

$$L_0 = 0,6(H - z) = 0,6(8,16 - z) = 4,90 - 0,6z \text{ pour } z > H/2 = 4,08 \text{ m}$$

Pour chaque armature on vérifie que $\bar{T}_f \geq T_{\max}$

*La technologie des éléments préfabriqués conduit à considérer le nombre d'armatures par lit pour une largeur de 2 écaillés, soit 3 ml.

VERIFICATION DES ARMATURES

V.34. Cas de la combinaison (A)

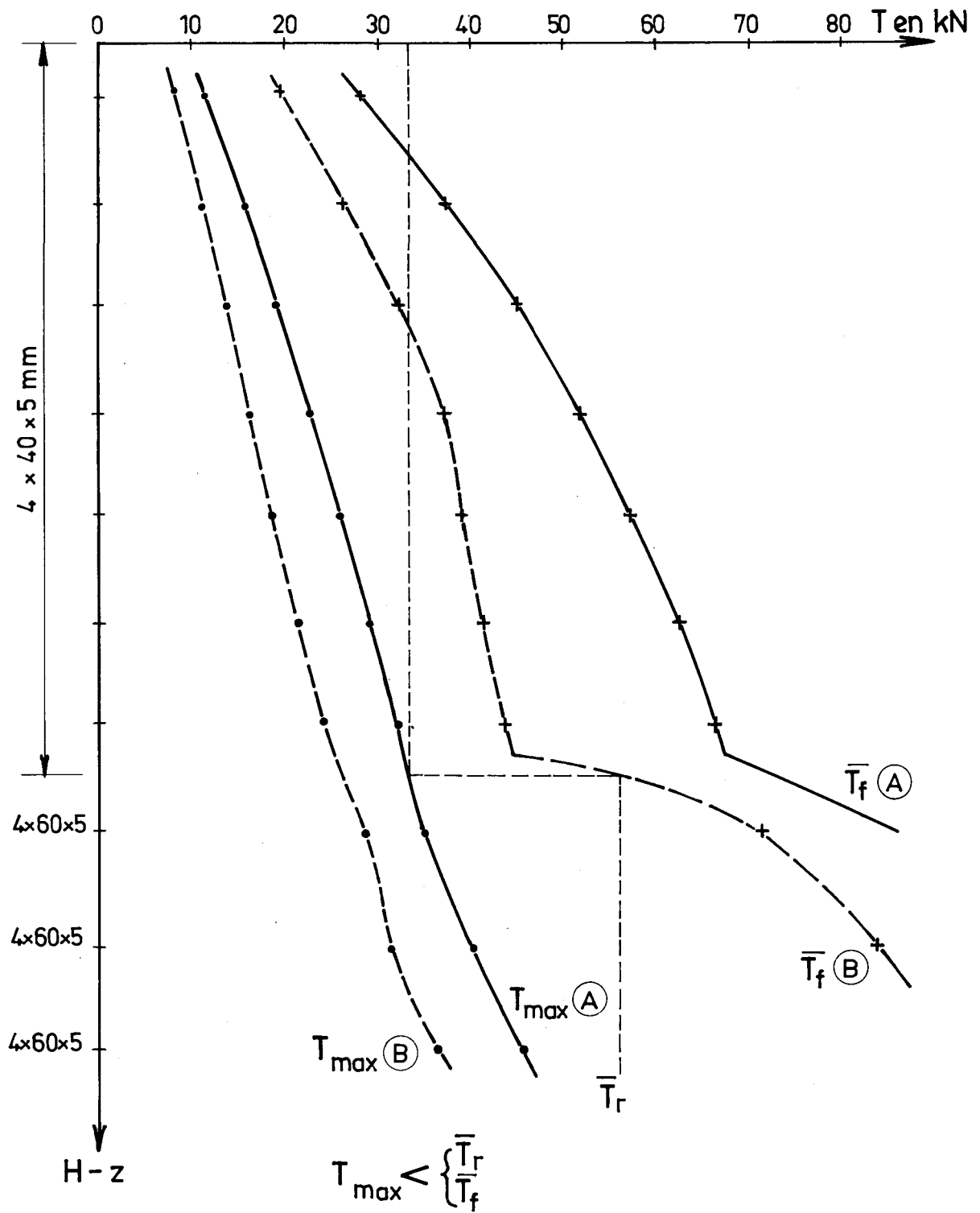
Rappel $T_{max} =$ 33,26 kN pour 40x5
56,16 kN pour 60x5

H - z	z	3N.b.e	σ_1	K	σ_3	$(\leq \frac{T}{T_r})_{max}$	f*	Largeur de la zone active	Longueur d'adhérence chargée	$(\geq \frac{T_f}{T_{max}})$
0,39	7,77	4x60x5	310,69	0,260	80,78	45,44	0,726	0,238	7,236	145,08
1,14	7,02	4x60x5	273,81	0,260	71,19	40,04	0,726	0,688	7,092	125,31
1,89	6,27	4x60x5	239,66	0,260	62,31	35,05	0,726	1,138	6,952	107,52
2,64	5,52	4x40x5	207,84	0,274	56,95	32,03	0,787	1,588	6,822	66,12
3,39	4,77	4x40x5	178,04	0,293	52,17	29,35	0,884	2,038	6,710	62,58
4,14	4,02	4x40x5	150,05	0,311	46,67	26,25	0,980	2,450	6,550	57,08
4,89	3,27	4x40x5	123,66	0,330	40,81	22,96	1,077	2,450	6,550	51,69
5,64	2,52	4x40x5	98,76	0,349	34,47	19,39	1,174	2,450	6,550	45,00
6,39	1,77	4x40x5	75,21	0,368	27,68	15,57	1,270	2,450	6,550	37,07
7,14	1,02	4x40x5	53,05	0,386	20,48	11,52	1,367	2,450	6,550	28,15
m	m		kN/m2		kN/m2	kN		m	m	kN

V.35. Cas de la combinaison (B)

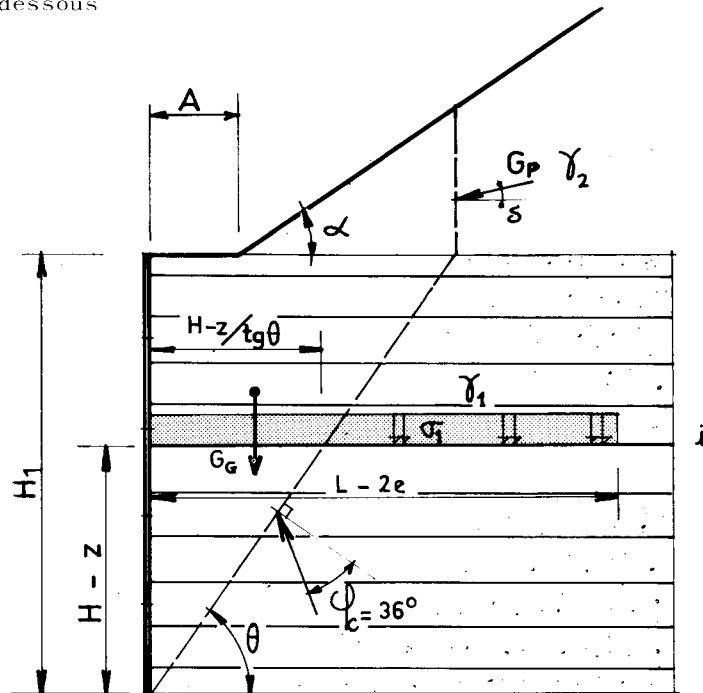
H - z	z	3N.b.e	σ_1	K	σ_3	$(\leq \frac{T}{T_r})_{max}$	f*	Largeur de la zone active	Longueur d'adhérence chargée	$(\geq \frac{T_f}{T_{max}})$
0,39	7,77	4x60x5	249,22	0,260	64,80	36,45	0,726	0,238	6,096	98,04
1,14	7,02	4x60x5	214,63	0,260	55,80	31,39	0,726	0,688	6,056	83,88
1,89	6,27	4x60x5	184,07	0,260	47,86	26,92	0,726	1,138	6,016	71,46
2,64	5,52	4x40x5	156,76	0,274	42,95	24,16	0,787	1,588	5,982	43,73
3,39	4,77	4x40x5	132,12	0,293	38,71	21,77	0,884	2,038	5,962	41,26
4,14	4,02	4x40x5	109,79	0,311	34,14	19,20	0,980	2,450	6,000	38,25
4,89	3,27	4x40x5	89,35	0,330	29,49	16,59	1,077	2,450	6,492	37,02
5,64	2,52	4x40x5	70,57	0,349	24,63	13,85	1,174	2,450	6,550	32,16
6,39	1,77	4x40x5	53,25	0,368	19,60	11,03	1,270	2,450	6,550	26,25
7,14	1,02	4x40x5	37,28	0,386	14,39	8,09	1,367	2,450	6,550	19,78
m	m		kN/m2		kN/m2	kN		m	m	kN

Le schéma ci-dessous illustre les résultats des 2 tableaux



VI VERIFICATION PAR LA METHODE GLOBALE PAR COINS

Voir schéma ci-dessous



Pour les ouvrages de géométrie courante, il a été vérifié que les coins les plus défavorables partent du pied du massif. La vérification se limitera donc à quelques coins de ce type pour chacune des deux combinaisons (A) et (B) à considérer.

- Efforts de poids propre : \vec{G}_g

$$G_g = \frac{1}{2} \left[\gamma_1 \frac{H_1^2}{\text{tg } \theta} + \gamma_2 \left(\frac{H_1}{\text{tg } \theta} - A \right)^2 \text{tg } \alpha \right]$$

- Efforts dus à la poussée des terres : \vec{G}_p

$$\begin{cases} G_{PH} = \frac{1}{2} K_1 \gamma_2 \left(\frac{H_1}{\text{tg } \theta} - A \right)^2 \text{tg}^2 \alpha \\ G_{PV} = \frac{1}{2} K_1 \gamma_2 \left(\frac{H_1}{\text{tg } \theta} - A \right)^2 \text{tg}^2 \alpha \text{tg } \delta \end{cases}$$

- Somme des efforts de traction développés dans les armatures : $\vec{\Sigma T}_i$

$$\Sigma T_i = G_{PH} + (G_g + G_{PV}) \text{tg} (\theta - \varphi_c)$$

γ_1 et γ_2 s'entendent toutes pondérations comprises.

- Charge limite par armature :

$$\overline{T}_i = \text{Min}(\overline{T}_r, \overline{T}_f)$$

$$\overline{T}_r = \frac{1}{\gamma_r} R_{e_o}^e \quad \begin{cases} = 36,96 \text{ kN pour } 40 \times 5 \\ = 56,16 \text{ kN pour } 60 \times 5 \end{cases}$$

(cf. II.2)

$$\overline{T}_f = \frac{1}{\gamma_f} 2b \int f^* \sigma_1(x) dx = \frac{1}{\gamma_f} 2b f^* \sigma_1 \left[(L-2e) - \frac{H-z}{\text{tg } \theta} \right]$$

avec $\gamma_f = 1,35$, et où $L - 2e$ est remplacé par L quand $e < 0$

On vérifie que $\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} \geq \frac{1}{0,8} = 1,25$

CAS DE LA COMBINAISON (B)

Pointe du coin à : $z = H$
 $\theta = 48^\circ$

$$\left. \begin{aligned} G_g &= 623,45 \\ G_{Ph} &= 20,20 \\ G_{Pv} &= 2,55 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 153,26 \text{ kN/ml}$$

H - z	3N.b.e	L - 2e	$(L - 2e) - \frac{H - z}{\text{tg } \theta}$	σ_1	f*	\overline{T}_f	\overline{T}_r	$n_i \overline{T}_i$
0,39	4x60x5	6,334	5,983	249,22	0,726	96,22	<u>56,16</u>	74,88
1,14	4x60x5	6,744	5,717	214,63	0,726	79,18	<u>56,16</u>	74,88
1,89	4x60x5	7,154	5,452	184,07	0,726	64,76	<u>56,16</u>	74,88
2,64	4x40x5	7,570	5,193	156,76	0,787	37,96	<u>36,96</u>	49,28
3,39	4x40x5	8,000	4,948	132,12	0,884	<u>34,24</u>	36,96	45,65
4,14	4x40x5	8,450	4,722	109,79	0,980	<u>30,11</u>	36,96	40,15
4,89	4x40x5	8,942	4,539	89,35	1,077	<u>25,88</u>	36,96	34,51
5,64	4x40x5	9,000	3,922	70,57	1,174	<u>19,25</u>	36,96	25,67
6,39	4x40x5	9,000	3,246	53,25	1,270	<u>13,01</u>	36,96	17,35
7,14	4x40x5	9,000	2,571	37,28	1,367	<u>7,76</u>	36,96	10,35

m m m m kN/m2 kN kN

*quand L - 2e > L, (L - 2e) est remplacé par L

$$\Sigma \overline{T}_i = 447,55 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} = 2,92$$

Pointe du coin à : $z = H$
 $\theta = 54^\circ$

$$\left. \begin{aligned} G_g &= 463,13 \\ G_{Ph} &= 15,23 \\ G_{Pv} &= 1,92 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 166,33 \text{ kN/ml}$$

H - z	3N.b.e	L - 2e	$(L - 2e) - \frac{H - z}{\text{tg } \theta}$	σ_1	f*	\overline{T}_f	\overline{T}_r	$n_i \overline{T}_i$
0,39	4x60x5	6,334	6,051	249,22	0,726	97,32	<u>56,16</u>	74,88
1,14	4x60x5	6,744	5,916	214,63	0,726	81,94	<u>56,16</u>	74,88
1,89	4x60x5	7,154	5,781	184,07	0,726	68,67	<u>56,16</u>	74,88
2,64	4x40x5	7,570	5,652	156,76	0,787	41,32	<u>36,96</u>	49,28
3,39	4x40x5	8,000	5,537	132,12	0,884	<u>38,32</u>	36,96	51,09
4,14	4x40x5	8,450	5,442	109,79	0,980	<u>34,70</u>	36,96	46,27
4,89	4x40x5	8,942	5,389	89,35	1,077	<u>30,73</u>	36,96	40,97
5,64	4x40x5	9,000	4,902	70,57	1,174	<u>24,07</u>	36,96	32,09
6,39	4x40x5	9,000	4,357	53,25	1,270	<u>17,46</u>	36,96	23,28
7,14	4x40x5	9,000	3,812	37,28	1,367	<u>11,51</u>	36,96	15,35

m m m m kN/m2 kN kN

*quand L - 2e > L, (L - 2e) est remplacé par L

$$\Sigma \overline{T}_i = 482,97 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} = 2,90$$

CAS DE LA COMBINAISON (B)

Pointe du coin a : z = H
 $\theta = 63^\circ$

$$\left. \begin{array}{l} G_g = 291,47 \\ G_{Ph} = 9,80 \\ G_{Pv} = 1,24 \end{array} \right\} \Sigma T_i = 158,94 \text{ kN/ml}$$

H - z	3N.b.e	L - 2e *	(L - 2e) - $\frac{H - z}{\text{tg } \theta}$ *	σ_1	f*	$\overline{T_f}$	$\overline{T_r}$	$n_i \overline{T_i}$
0,39	4x60x5	6,334	6,135	249,22	0,726	98,67	<u>56,16</u>	74,88
1,14	4x60x5	6,744	6,163	214,63	0,726	84,97	<u>56,16</u>	74,88
1,89	4x60x5	7,154	6,191	184,07	0,726	73,54	<u>56,16</u>	74,88
2,64	4x40x5	7,570	6,225	156,76	0,787	45,51	<u>36,96</u>	49,28
3,29	4x40x5	8,000	6,273	132,12	0,884	43,41	<u>36,96</u>	49,28
4,14	4x40x5	8,450	6,340	109,79	0,980	40,42	<u>36,96</u>	49,28
4,89	4x40x5	8,942	6,450	89,35	1,077	<u>36,78</u>	36,96	49,04
5,64	4x40x5	9,000	6,126	70,57	1,174	<u>30,08</u>	36,96	40,10
6,39	4x40x5	9,000	5,744	53,25	1,270	<u>23,02</u>	36,96	30,69
7,14	4x40x5	9,000	5,362	37,28	1,367	<u>16,19</u>	36,96	21,59
m		m	m	kN/m ²		kN		

*quand L - 2e > L, (L - 2e) est remplacé par L

$$\Sigma \overline{T_i} = 513,90 \text{ kN/ml}$$

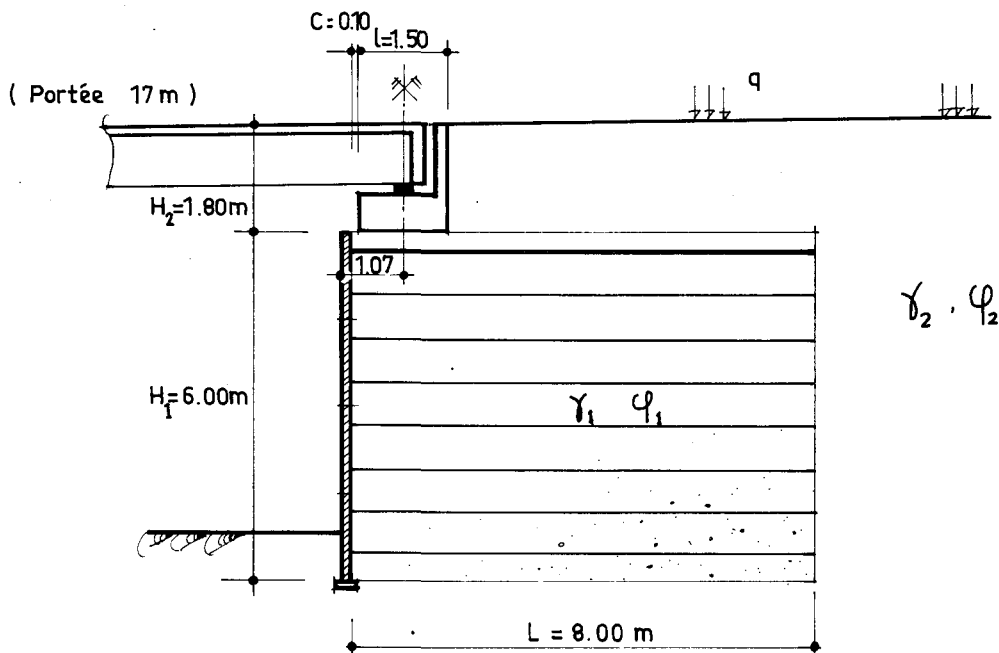
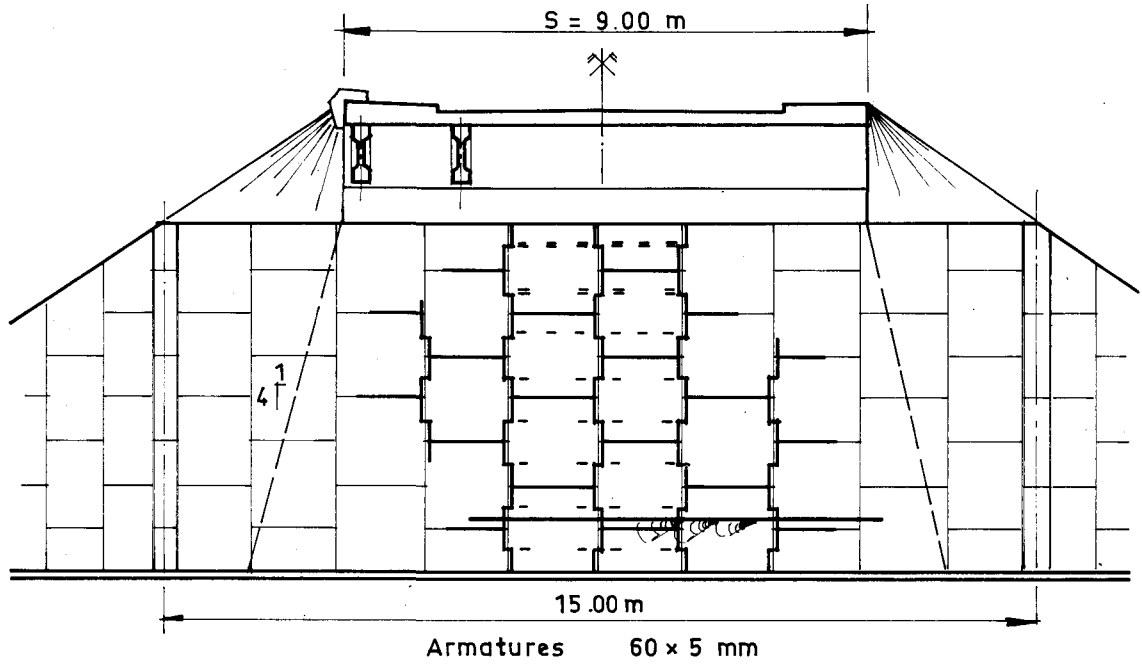
$$\frac{\Sigma \overline{T_i}}{\Sigma T_i} = 3,23$$

NOTE DE CALCUL DE JUSTIFICATION D'UNE CULEE

I - DONNEES GENERALES

I.1. Géométrie de la culée

Voir schéma ci-dessous



I.2 Caractéristiques du sol de fondation.

- Contrainte limite de poinçonnement

$$\bar{q} = q_o + \frac{1}{\gamma_s} \Delta q_r$$

avec $q_o = 17 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_s = 1,5$; $\Delta q_r = 600 \text{ kN/m}^2$

$$\bar{q} = 417 \text{ kN/m}^2$$

- Frottement sur la base

Coefficient de frottement sol/massif : $f = 0,60$

$$C = 10^{-2} \text{ MPa}$$

I.3. Classification

Ouvrage { - à haut niveau de sécurité
- permanent à durée de service minimum de 100 ans
- terrestre hors d'eau

II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.2 Remblais

.Massif armé : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{1\max} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{1\min} = 18 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi_1 = 36^\circ \\ K_o = 1 - \sin \varphi_1 = 0,412 ; K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 0,260 \\ \text{Granulométrie : } D_{10} = 1 \text{ mm ; } D_{60} = 2,5 \text{ mm} \\ \Rightarrow \text{CU} = 2,5 \Rightarrow f_o^* = 1,2 + \log \text{CU} = 1,6 \\ \operatorname{tg} \varphi_1 = 0,726 \end{array} \right.$

.Remblai derrière et sur le massif :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{2\max} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{2\min} = 18 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi_2 = 30^\circ \end{array} \right.$$

Poussée du remblai : $K = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2} \right) = 0,333$ (Poussée horizontale)

II.2 Armatures

Armatures en acier galvanisé, à haute adhérence, de 5 mm d'épaisseur (e_o).

Epaisseur sacrifiée à la corrosion : $e_s = 1,5 \text{ mm}$ (ouvrage terrestre hors d'eau, permanent, à durée de service 100 ans).

Epaisseur de calcul : $e_c = e_o - e_s = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ mm}$

Ouvrage à haut niveau de sécurité : $\gamma_r = 1,65$
 $\gamma_f = 1,5$

.Armatures 40x5

Charge minimale à la rupture (cf fiches techniques) : $R = 69,3 \text{ kN}$

Diamètre du trou d'assemblage : 13 mm

Effort de traction limite :

$$\overline{T}_r \leq \overline{T}_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} R \frac{e_c}{e_o} = \frac{1}{1,65} \times 69,3 \times \frac{3,5}{5} = 29,4 \text{ kN}$$

$$\overline{T}_r \leq \frac{\overline{T}_{r2}}{0,75} = \frac{1}{0,75} \frac{1}{\gamma_r} R \frac{b' e_c}{b e_o} = \frac{1}{0,75} \times \frac{1}{1,65} \times 69,3 \times \frac{27}{40} \times \frac{3,5}{5} = 26,46 \text{ kN}$$

$$\text{donc } \overline{T}_r = \underline{26,46 \text{ kN}}$$

.Armatures 60x5

Charge minimale à la rupture : $R = 105,3 \text{ kN}$

Diamètre du trou d'assemblage : 13 mm

Effort de traction limite :

$$\overline{T}_r \leq \overline{T}_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} R \frac{e_c}{e_o} = \frac{1}{1,65} \times 105,3 \times \frac{3,5}{5} = 44,67 \text{ kN}$$

$$\overline{T}_r \leq \frac{\overline{T}_{r2}}{0,75} = \frac{1}{0,75} \frac{1}{\gamma_r} R \frac{b' e_c}{b e_o} = \frac{1}{0,75} \times \frac{1}{1,65} \times 105,3 \times \frac{47}{60} \times \frac{3,5}{5} = 46,66 \text{ kN}$$

$$\text{donc } \overline{T}_r = \underline{44,67 \text{ kN}}$$

III COMBINAISONS D'ACTIONS

Parmi toutes les combinaisons qui peuvent être envisagées, nous ne retiendrons que les quatre, numérotées (A), (B), (C), (D), qui paraissent à priori déterminantes pour une culée.

	(A)	(B)	(C)	(D)	
ACTIONS PERMANENTES	Poids propre du massif	DEF γ_{1max} $\gamma_F = 1,35$	FAV γ_{1min} $\gamma_F = 1,00$	FAV γ_{1min} $\gamma_F = 1,00$	DEF γ_{1max} $\gamma_F = 1,35$
	Poids propre du remblai	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	FAV γ_{2min} $\gamma_F = 1,00$	FAV γ_{2max} $\gamma_F = 1,00$	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$
	Poids propre pont + sommier	DEF $\gamma_F = 1,35$	DEF $\gamma_F = 1,35$	FAV $\gamma_F = 1,00$	DEF $\gamma_F = 1,35$
	Poussée remblai derrière sommier	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	DEF γ_{2min} $\gamma_F = 1,35$	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$
	Poussée remblai derrière massif	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	DEF γ_{2min} $\gamma_F = 1,35$	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$	DEF γ_{2max} $\gamma_F = 1,35$
	Déformations différées tablier	DEF $\gamma_F = 1,35$	DEF $\gamma_F = 1,35$	DEF $\gamma_F = 1,35$	DEF $\gamma_F = 1,35$
ACTIONS VARIABLES	Charge remblai	SUR TOUT L'OUVRAGE 10 kN/m ² $\gamma_{Q1} = 1,60$	EN ARRIERE DES ARMATURES 10 kN/m ² $\gamma_{Q1} = 1,60$	10 kN/m ² $\gamma_{Q1} = 1,60$	
	Charge pont	$\gamma_{Q1} = 1,60$	$\gamma_{Q1} = 1,60$		
	Freinage	$\gamma_{Q1} = 1,60$	$\gamma_{Q1} = 1,60$		
ACTIONS D'ACCOMPAGT.	Dilatation therm.	$1,3x(\psi_{oi}=0,6)$	$1,3x(\psi_{oi}=0,6)$	$1,3x(\psi_{oi}=0,6)$	

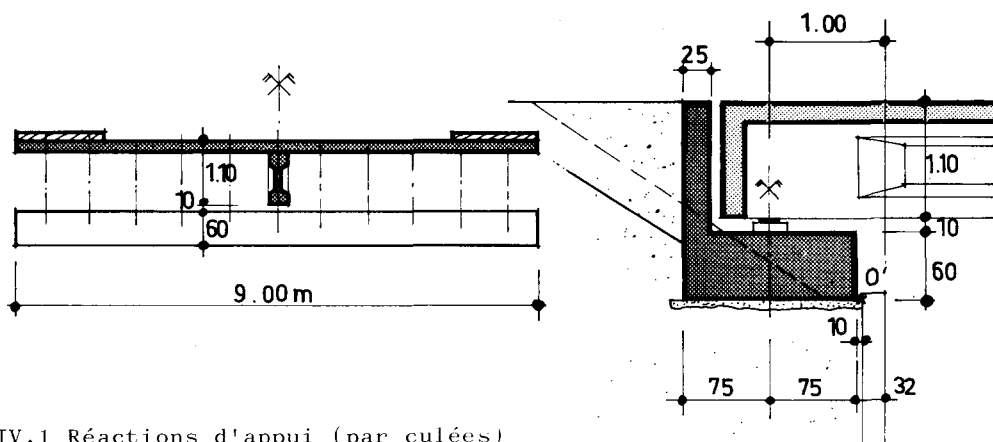
. La combinaison (A) cumule les effets défavorables des poids et des poussées. Elle est à considérer à priori pour l'état limite de stabilité externe (critère de poinçonnement) et pour l'état limite de stabilité interne (critères de résistance mécanique et d'adhérence).

. La combinaison (B) associe les effets défavorables des efforts provenant du pont et des poussées à l'arrière du massif avec un poids propre minimal et favorable du remblai. Elle est donc à considérer pour l'état limite de stabilité externe (excentricité, donc éventuellement poinçonnement) et l'état limite de stabilité interne (adhérence, mais aussi éventuellement résistance mécanique, l'excentricité accentuant les efforts de traction). A noter que si le poids propre du remblai sur le massif est favorable ($\gamma_{2min} \times 1,00$) nous prenons cependant $\gamma_{2min} \times 1,35$ pour la poussée derrière le garde grève, en considérant que le coefficient de poussée peut être défavorable.

. La combinaison (C) détaillée pour mémoire, ne sera pas calculée. Elle vise à obtenir un cas défavorable au glissement sur la base : efforts verticaux mini et favorables, efforts horizontaux maximum et défavorables. Notons que γ_2 étant supposé maximum pour la poussée derrière le massif et le garde grève sera aussi maximum pour le poids du remblai sur le massif (sans dérogation).

. La combinaison (D) sert à vérifier que le sommier d'appui, sous les seules charges permanentes, ne sollicite pas le massif à plus de 200 kN/m². Elle sert également à déterminer, à un coefficient 1,35 près, la contrainte à considérer pour le calcul des tassements.

IV CHARGES PROVENANT DU SOMMIER D'APPUI



IV.1 Réactions d'appui (par culées)

Verticales :	charge permanente (tablier + superstructures)	: 1350 kN soit 150 kN/ml
	charge de circulation B _C (y compris majoration dynamique)	: 810 kN soit 90 kN/ml
Horizontales :	Déformations différées	45 kN soit 5 kN/ml
	Dilatations thermiques	55,38kN soit 6,15kN/ml
	Freinage	150 kN soit 16,67 kN/ml

IV.2 Poids propre du sommier.

(Centres de gravité pris par rapport à l'arrière du parement)

Sommier	9,00x1,50x0,60x25 kN/m ³ =	202,5 kN	0,85	172,125
Garde grève	9,00x0,25x1,20x25 kN/m ³ =	67,5 kN	1,475	99,562
Murettes	0,50x1,20x $\frac{1,20+0,40}{2}$ x25 kN/m ³ =	12,0 kN	2,10	25,200
		282 kN	1,053	296,887 kN.m

Soit $\frac{282}{9} = 31,33$ kN/ml

ACTIONS PERMANENTES	CHARGES VERTICALES	EFFORTS			Bras de levier	MOMENTS		
		Ⓐ	Ⓑ	Ⓓ		Ⓐ	Ⓑ	Ⓓ
	Poids propre du pont : Ⓐ Ⓑ Ⓓ 150x1,35	202,50	202,50	202,50	0,850	172,125	172,125	172,125
	Poids propre du sommier : Ⓐ Ⓑ Ⓓ 31,33x1,35	42,30	42,30	42,30	1,053	44,537	44,537	44,537
ACTION VAR.	Charge du pont : Ⓐ Ⓑ 90,00x1,60	144,00	144,00	-	0,850	122,40	122,40	-
	Q_{v2} (kN/ml)=	388,80	388,80	244,80	$M(Q_{v2}) :$	339,062	339,062	216,662
ACTIONS PERMANENT.	CHARGES HORIZONTALES							
	Poussée du remblai derrière le sommier :							
	Ⓐ Ⓓ $\frac{1}{2} 0,333 \times 1,80^2 \times 20 \times 1,35$	14,58	-	14,58	} 0,600	8,748	-	8,748
	Ⓑ $\frac{1}{2} 0,333 \times 1,80^2 \times 18 \times 1,35$	-	13,12	-		-	7,872	-
	Déformations différées : Ⓐ Ⓑ Ⓓ 5x1,35	6,75	6,75	6,75	0,700	4,725	4,725	4,725
ACTIONS VARIABLES	Poussée de la charge du remblai derrière sommier : Ⓐ 0,333x1,80x10x1,60	9,60	-	-	0,900	8,640	-	-
	Freinage : Ⓐ Ⓑ 16,67x1,60	26,67	26,67	-	0,700	18,667	18,667	-
ACTION D'ACCT.	Dilatations thermiques : Ⓐ Ⓑ 6,15x1,3x0,6	4,80	4,80	-	0,700	3,360	3,360	-
	Q_{H2} (kN/ml)=	62,40	51,34	21,33	$M(Q_{H2}) :$	44,140	34,624	13,473

IV.4. Calcul de la charge réduite Q'_{v2}

Q'_{v2} est définie par :

$$Q'_{v2} = Q_{v2} - (\gamma_2 H_2 + q) (1 + c)$$

$$M(Q'_{v2}) = M(Q_{v2}) - M(Q_{H2}) - (\gamma_2 H_2 + q) \frac{(1 + c)^2}{2}$$

La contrainte sous le sommier est :

$$q'_2 = \frac{Q'_{v2}}{l'} \text{ avec } l' = 2 \left(\frac{M(Q'_{v2})}{Q'_{v2}} - c \right)$$

. Combinaison (A)

$$Q'_{v2} = 388,80 - (1,35 \times 20 \times 1,80 + 1,60 \times 10) \times 1,60 = 285,44 \text{ kN/ml}$$

$$M(Q'_{v2}) = 339,062 - 44,140 - (1,35 \times 20 \times 1,80 + 1,60 \times 10) \times \frac{1,60^2}{2} = 212,234$$

$$l' = 2 \left(\frac{212,234}{285,44} - 0,10 \right) = 1,287 \text{ m}$$

$$q'_2 = \frac{285,44}{1,287} = 221,776 \text{ kN/m}^2$$

. Combinaison (B)

$$Q'_{v2} = 388,80 - (1,00 \times 18 \times 1,80) \times 1,60 = 336,96 \text{ kN/ml}$$

$$M(Q'_{v2}) = 339,062 - 34,624 - (1,00 \times 18 \times 1,80) \times \frac{1,60^2}{2} = 262,966 \text{ kNm/ml}$$

$$l' = 2 \left(\frac{262,966}{336,96} - 0,10 \right) = 1,361 \text{ m}$$

$$q'_2 = \frac{336,96}{1,361} = 247,62 \text{ kN/m}^2$$

. Combinaison (D)

$$Q'_{v2} = 244,80 - (1,35 \times 20 \times 1,80) \times 1,60 = 167,04 \text{ kN/ml}$$

$$M(Q'_{v2}) = 216,662 - 13,473 - (1,35 \times 20 \times 1,80) \times \frac{1,60^2}{2} = 140,981 \text{ kNm/ml}$$

$$l' = 2 \left(\frac{140,981}{167,04} - 0,10 \right) = 1,488 \text{ m}$$

$$q'_2 = \frac{167,04}{1,488} = 112,26 \text{ kN/m}^2$$

N.B. : La pression totale sous le sommier sous charges permanentes est :

$$112,26 + (1,35 \times 20 \times 1,80) = \underline{160,86 \text{ kN/m}^2} < 200 \text{ kN/m}^2$$

IV.5 Diffusion de la charge réduite (calcul de σ_{12})

Hauteur du massif $H = 6,00 \text{ m}$ - longueur du sommier $S = 9,00 \text{ m}$

$\frac{3}{4}S = 6,75 \text{ m} > 6,00 \text{ m}$: donc la diffusion latérale est à 1/4 uniquement

Etendue de la diffusion latérale au niveau de la base :

$$S + 2 \frac{1}{4}H_1 = 9,00 + \frac{6,00}{2} = 12 \text{ m} < 15 \text{ m} \text{ (distance entre les angles)}$$

donc la diffusion n'est pas affectée par les ailes.

Surface de diffusion à la profondeur $z - H_2$

Profondeur (perpendiculaire au parement) :

$$l'_1 = l' + c + \frac{z - H_2}{2} \quad (\text{valable dès que } z \geq 2c)$$

Largeur (parallèle au parement) :

$$l'_2 = S + 2\frac{z - H_2}{4} = S + \frac{z - H_2}{2}$$

$$\sigma_{12} = S \frac{Q'_{v2}}{l'_1 l'_2}$$

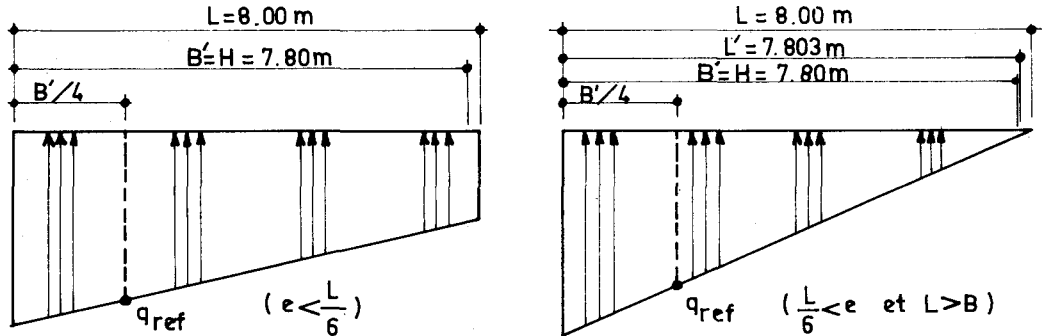
H - z	z - H ₂	l' ₂	Ⓐ		Ⓑ	
			Q'_{v2} = 285,44 kN/ml l' = 1,287 m		Q'_{v2} = 336,96 kN/ml l' = 1,361 m	
			l'_1	σ ₁₂	l'_1	σ ₁₂
0,00	6,00	12,00	4,387	48,799	4,461	56,651
0,39	5,61	11,80	4,192	51,934	4,266	60,244
1,14	4,86	11,43	3,817	58,883	3,891	68,189
1,89	4,11	11,05	3,442	67,544	3,516	78,057
2,64	3,36	10,68	3,067	78,428	3,141	90,403
3,39	2,61	10,30	2,692	92,650	2,766	106,447
4,14	1,86	9,93	2,317	111,656	2,391	127,730
4,89	1,11	9,55	1,942	138,518	2,016	157,517
5,64	0,36	9,18	1,567	178,585	1,641	201,312
			m	kN/m ²	m	kN/m ²

	EFFORTS			Bras de levier par rapport à 0	MOMENTS		
	(A)	(B)	(D)		(A)	(B)	(D)
<u>CHARGES VERTICALES</u>							
Poids propre du massif							
(A) (D) 8,00x6,00x20x1,35	1296,00	-	1296,00	} 4,00 m	5184,00	-	5184,00
(B) 8,00x6,00x18x1,00	-	864,00	-		-	3456,00	-
Charge permanente sur massif :							
(A) (D) 8,00x1,80x20x1,35	388,80	-	388,80	} 4,00 m	1555,20	-	1155,20
(B) 8,00x1,80x18x1,00	-	259,20	-		-	1036,80	-
Charge de circulation sur le massif :							
(A) 8,00x10x1,60	128,00	-	-	4,00 m	512,00	-	-
Charge réduite transmise par le sommier Q'v2							
(A)	285,44	-	-		212,234	-	-
(B)	-	336,96	-		-	262,966	-
(D)	-	-	167,04		-	-	140,981
R_v	2098,24	1460,16	1851,84	M(R_v)	7463,43	4755,77	6476,98
<u>CHARGES HORIZONTALES</u>							
Poussée du remblai derrière le massif							
(A) (D) 0,333x(1,80x20)x6,00x1,35	97,20	-	97,20	3,00 m	291,60	-	291,60
$\frac{1}{2}$ 0,333x20x6,00 ² x1,35	162,00	-	162,00	2,00 m	324,00	-	324,00
(B) 0,333x(1,80x18)x6,00x1,35	-	87,48	-	3,00 m	-	262,44	-
$\frac{1}{2}$ 0,333x18x6,00 ² x1,35	-	145,80	-	2,00 m	-	291,60	-
Poussée due à la charge de circulation :							
(A) (B) 0,333x6,00x10x1,60	32,00	32,00	-	3,00 m	96,00	96,00	-
Charge horizontale transmise par le sommier Q _{H2}							
(A)	62,40	-	-	6,00 m	374,40	-	-
(B)	-	51,34	-	6,00 m	-	308,40	-
(C)	-	-	21,33	6,00 m	-	-	127,98
R_H	353,60	316,62	280,53	M(R_H)	1086,00	958,44	743,58

V.2 Etats-limites de poinçonnement.

La longueur L des armatures étant supérieure à la hauteur mécanique H de l'ouvrage ($L = 8 \text{ m} > H = 7,80 \text{ m}$), la largeur conventionnelle sera $B' = 7,80$.

La contrainte de référence q_{ref} comparée à la contrainte de rupture du sol de fondation est prise à $1/4$ de la largeur de cette largeur conventionnelle :



$$q_{\text{ref}} = \frac{R_v}{L} \left[1 + \frac{6e}{L} \left(1 - \frac{B'}{2L} \right) \right]$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{2R_v^2}{3M} \left(1 - \frac{B'R_v}{12M} \right)$$

. Combinaison (A)

$$M = M(R_v) - M(R_H) = 7463,43 - 1086,00 = 6377,43 \text{ kNm/ml}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{6377,43}{2098,43} = 3,039 \text{ m} = \frac{L}{2} - e$$

$$\text{d'où } e = \frac{8}{2} - 3,039 = 0,961 \text{ m} < \frac{L}{6}$$

$$\text{d'où } q_{\text{ref}} = \frac{2098,43}{8} \left[1 + \frac{6 \times 0,961}{8} \left(1 - \frac{7,80}{2 \times 8} \right) \right] = \underline{331,97 \text{ kN/m}^2} < 417 \text{ kN/m}^2$$

. Combinaison (B)

$$M = 4755,77 - 958,44 = 3797,33 \text{ kNm/ml}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{3797,33}{1460,16} = 2,601 \text{ m} = \frac{L}{2} - e$$

$$\text{d'où } e = \frac{8}{2} - 2,601 = 1,399 \text{ m} > \frac{8}{6} = 1,333 \text{ m}$$

$$L' = 3 \frac{M}{R_v} = 7,803 \text{ m} > H = 7,80 \text{ m}$$

$$\text{d'où } q_{\text{ref}} = \frac{2 \times 1460,16^2}{2 \times 3797,33} \left(1 - \frac{7,80 \times 1460,16}{12 \times 3797,33} \right) = \underline{280,75 \text{ kN/m}^2} < 417 \text{ kN/m}^2$$

. Combinaison (D)

$$M = 6476,98 - 743,58 = 5733,4 \text{ kNm/ml}$$

$$\frac{M}{R_v} = \frac{5733,4}{1851,84} = 3,096 \text{ m} = \frac{L}{2} - e$$

$$\text{d'où } e = \frac{8}{2} - 3,096 = 0,904 \text{ m} < \frac{L}{6}$$

$$\text{d'où } q_{\text{ref}} = \frac{1851,84}{8} \left[1 + \frac{6 \times 0,904}{8} \left(1 - \frac{7,80}{2 \times 8} \right) \right] = \underline{311,91 \text{ kN/m}^2}$$

V.3 Etat limite de glissement sur la base.

Pour mémoire (le problème ne se pose généralement pas pour les culées).

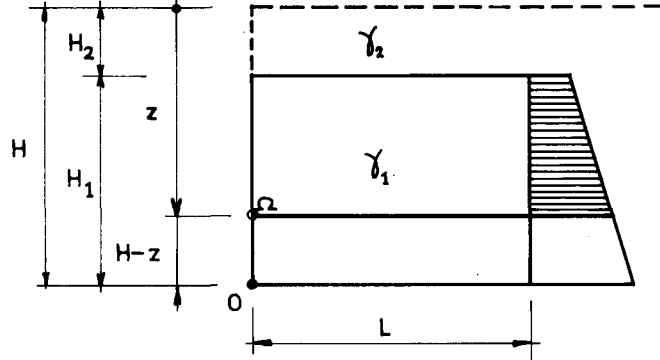
V.4 Calcul de la contrainte à considérer pour le tassement.

Elle est obtenue en divisant la contrainte de référence obtenue par la combinaison \textcircled{D} par 1,35

$$q = \frac{311,91}{1,35} = 231,05 \text{ kN/m}^2$$

VI STABILITE INTERNE

VI.1 Calcul de σ_{11} dans le massif (sans le pont) au niveau z



VI.1.1 Somme des efforts verticaux (sans le pont) :

$$\begin{cases} Q_v = (R_v - Q'_{v2}) - (H - z)L\gamma_1 \\ M(Q_v) = M(R_v) - M(Q'_{v2}) - (H - z)\frac{L^2}{2}\gamma_1 \end{cases}$$

Somme des efforts horizontaux :

$$Q_H = (R_H - Q_{H2}) - k(\gamma_2 H_1 + \gamma_2 H_2 + q)(H - z) + \frac{1}{2}k\gamma_2 (H - z)^2$$

$$M(Q_H) = [M(R_H) - M(Q_{H2})] - (R_H - Q_{H2})(H - z) + k(\gamma_2 H_1 + \gamma_2 H_2 + q)\frac{(H - z)^2}{2} - \frac{1}{6}k\gamma_2 (H - z)^3$$

où γ_1 , γ_2 et q s'entendent pondérations comprises.

Le moment résultant M par rapport à Ω est égal à $M(Q_v) - M(Q_H)$

D'après la formule de Meyerhof, la contrainte verticale σ_{11} est appliquée sur la largeur :

$$L - 2e = 2 \frac{M(Q_v) - M(Q_H)}{Q_v} \text{ et vaut } \sigma_{11} = \frac{Q_v}{L - 2e}$$

La largeur de la zone active L_o vaut :

$$\begin{cases} L_o = 0,3H & \text{pour } z \leq H/2, \text{ soit } L_o = 2,34 \text{ m } (> c + 1) \\ L_o = 0,6(H - z) & \text{pour } z > H/2 \end{cases}$$

et la longueur d'adhérence vaut $L_a = (L - 2e) - L_o$

VI.1.2 Calcul de σ_{11} dans le massif (sans le pont)

Cas de la combinaison (A)

Rappel :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_v - Q'_{v2} = 2098,24 - 285,44 = 1812,80 \text{ kN} \\ M(R_v) - M(Q'_{v2}) = 7463,43 - 212,23 = 7251,20 \text{ kNxm} \\ R_H - Q_{H2} = 353,60 - 62,40 = 291,20 \text{ kN} \\ M(R_H) - M(Q_{H2}) = 1086,00 - 374,40 = 711,60 \text{ kNxm} \\ \gamma_1 = 1,35 \times 20 ; \gamma_2 = 1,35 \times 20 ; q = 1,6 \times 10 \\ \text{kN/m}^3 \qquad \qquad \qquad \text{kN/m}^3 \qquad \qquad \qquad \text{kN/m}^2 \end{array} \right.$$

H-z	z	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	L-2e	$\sigma_{11} = \frac{Q_v}{L-2e}$	L_o	L_a
0,39	7,41	1728,56	6914,24	603,69	6310,55	7,30	236,74	0,23	7,07
1,14	6,66	1566,56	6266,24	426,49	5839,75	7,45	210,12	0,68	6,77
1,89	5,91	1404,56	5618,24	286,01	5332,23	7,59	184,99	1,13	6,46
2,64	5,16	1242,56	4970,24	178,45	4792,09	7,71	161,09	1,58	6,13
3,39	4,41	1080,56	4322,24	100,01	4222,23	7,81	138,27	2,03	5,78
4,14	3,66	918,56	3674,24	46,90	3627,34	7,90	116,30	2,34	5,56
4,89	2,91	756,56	3026,24	15,32	3010,92	7,96	95,05	2,34	5,62
5,64	2,16	594,56	2378,24	1,46	2376,78	8,00	74,37	2,34	5,66
m	m	kN/ml	kNxm/ml	kNxm/ml	kNxm/ml	m	kN/m2	m	m

VI.1.3 Calcul de σ_{11} dans le massif (sans le pont)

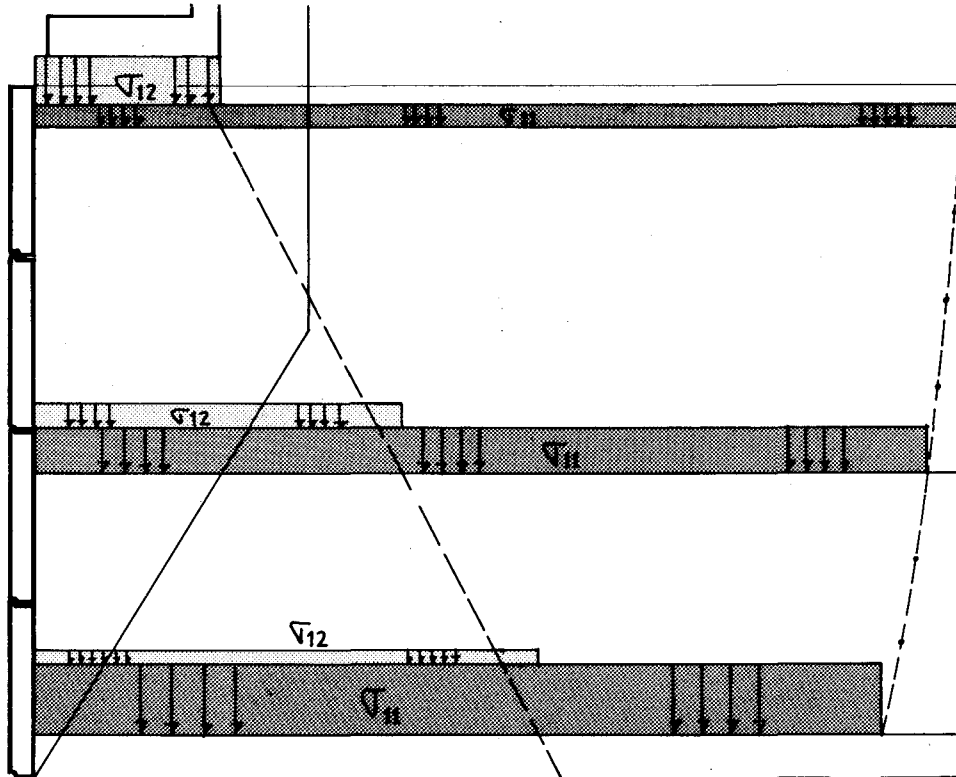
Cas de la combinaison (B)

Rappel :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_v - Q'_{v2} = 1460,16 - 336,96 = 1123,20 \text{ kN} \\ M(R_v) - M(Q'_{v2}) = 4755,77 - 262,97 = 4492,80 \text{ kNxm} \\ R_H - Q_{H2} = 316,62 - 51,34 = 265,28 \text{ kN} \\ M(R_H) - M(Q_{H2}) = 958,44 - 308,40 = 650,04 \text{ kNxm} \\ \text{Poids} : \gamma_1 = 18 \times 1,00 ; \gamma_2 = 18 \times 1,00 ; q = 0 \\ \text{Poussée} : \gamma_1 = 18 \times 1,35 ; \gamma_2 = 18 \times 1,35 ; q = 10 \times 1,6 \end{array} \right.$$

H-z	z	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	L-2e	$\sigma_{11} = \frac{Q_v}{L-2e}$	L_o	L_a
0,39	7,41	1067,04	4268,16	551,71	3716,45	6,97	153,18	0,23	6,74
1,14	6,66	959,04	3816,16	390,14	3446,02	7,19	133,45	0,68	6,51
1,89	5,91	851,04	3404,16	261,91	3142,25	7,38	115,25	1,13	6,25
2,64	5,16	743,04	2972,16	163,22	2808,54	7,56	98,29	1,58	5,98
3,39	4,41	636,04	2540,16	91,83	2448,33	7,71	82,36	2,03	5,68
4,14	3,66	527,04	2108,16	43,13	2065,03	7,84	67,26	2,34	5,50
4,89	2,91	418,04	1672,16	14,11	1658,05	7,93	52,70	2,34	5,59
5,64	2,16	311,04	1244,16	1,35	1242,81	7,99	38,92	2,34	5,65
m	m	kN/ml	kNxm/ml	kNxm/ml	kNxm/ml	m	kN/m2	m	m

La figure ci-dessous illustre la répartition des contraintes à différents niveaux d'armatures, pour la combinaison (A).



VI.2 Vérification des armatures.

VI.2.1 N : nombre d'armatures par ml au niveau z du lit d'armatures considéré (z compté depuis le niveau de la hauteur mécanique).

Les lits étant espacés de $\Delta H = 0,75$ m, le nombre d'armatures par mètre carré de parement est égal à $n = \frac{N}{\Delta H} = \frac{N}{0,75}$

VI.2.2 Résistance mécanique des armatures

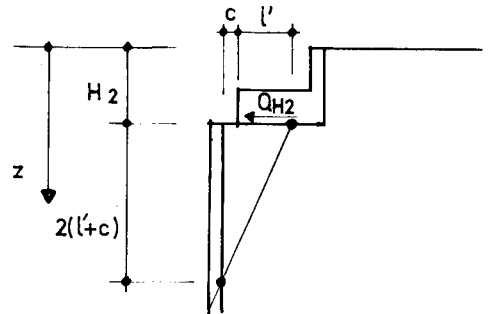
. Calcul de σ_3 : $\sigma_3 = K(\sigma_{11} + \sigma_{12})$

avec
$$\begin{cases} K = K_o + (K_o - K_a) \frac{z}{6} & \text{pour } z \leq 6 \text{ m} \\ K = K_a & \text{pour } z > 6 \text{ m} \end{cases}$$

c'est à dire
$$\begin{cases} K = 0,412 - 0,025z & \text{pour } z \leq 6 \text{ m} \\ K = 0,260 & \text{pour } z > 6 \text{ m} \end{cases}$$

. Calcul de $\Delta\sigma_3$ provenant de la diffusion de l'effort horizontal Q_{H2} transmis par le sommier :

$$\Delta\sigma_3 = \frac{Q_{H2}}{(1+c)} \left[1 - \frac{z - H_2}{2(1+c)} \right]$$



. Calcul de T_{\max}

$$T_{\max} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{n} = \frac{0,75(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{N} \text{ ou } \frac{2,25(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{3N}$$

On vérifie que $T_{\max} \leq \overline{T}_r$ correspondant au type d'armature prévu (voir II-2 et tableaux ci-après).

VI.2.2 Vérification des armatures

- Résistance mécanique

Cas de la combinaison (A)

$$\text{Rappel} \begin{cases} 40 \times 5 \\ 60 \times 5 \end{cases} \quad \begin{cases} \overline{T}_r = 26,46 \text{ kN} \\ \overline{T}_r = 44,67 \text{ kN} \end{cases}$$

H-z	z	σ_{11}	σ_{12}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_3	$\Delta\sigma_3$	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$	3Nxbxe	T_{\max}
0,39	7,41	236,74	51,93	288,67	0,260	75,05	0	75,05	4x60x5	42,22
1,14	6,66	210,12	58,88	269,00	0,260	69,94	0	69,94	4x60x5	39,34
1,89	5,91	184,99	67,54	252,53	0,262	66,18	0	66,18	4x60x5	37,23
2,64	5,16	161,09	78,43	239,52	0,281	67,31	0	67,31	4x60x5	37,86
3,39	4,41	138,27	92,65	230,92	0,300	69,28	2,65	71,93	4x60x5	40,61
4,14	3,66	116,30	111,66	227,96	0,319	72,72	14,82	87,54	6x60x5	32,83
4,89	2,91	95,05	138,52	233,57	0,338	78,95	26,99	105,94	8x60x5	29,79
5,64	2,16	74,37	178,59	252,96	0,357	90,31	39,15	129,46	12x60x5	24,27
m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	uxmmxmm	kN

Cas de la combinaison (B)

$$\text{Rappel} \begin{cases} 40 \times 5 \\ 60 \times 5 \end{cases} \quad \begin{cases} \overline{T}_r = 26,46 \text{ kN} \\ \overline{T}_r = 44,67 \text{ kN} \end{cases}$$

H-z	z	σ_{11}	σ_{12}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_3	$\Delta\sigma_3$	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$	3Nxbxe	T_{\max}
0,39	7,41	236,74	60,24	213,42	0,260	55,49	0	55,49	4x60x5	31,21
1,14	6,66	133,45	68,19	201,64	0,260	52,43	0	52,43	4x60x5	29,49
1,89	5,91	115,25	78,06	193,31	0,262	50,65	0	50,65	4x60x5	28,48
2,64	5,16	98,29	90,40	188,69	0,281	53,02	0	53,02	4x60x5	29,82
3,39	4,41	82,36	106,45	188,81	0,300	56,64	3,75	60,39	4x60x5	33,97
4,14	3,66	67,26	127,73	194,39	0,319	62,20	12,77	74,97	6x60x5	28,11
4,89	2,91	52,70	157,52	210,22	0,338	71,05	21,79	92,84	8x60x5	26,11
5,64	2,16	38,92	201,31	240,23	0,357	85,76	30,81	116,57	12x60x5	21,86
m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	uxmmxmm	kN

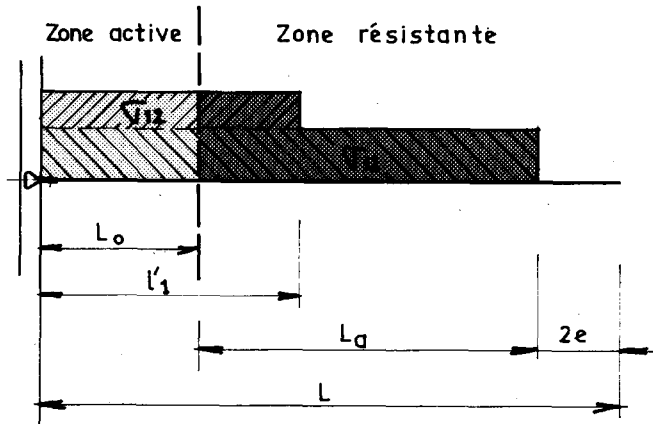
VI.3 Résistance d'adhérence.

VI.3.1 Calcul de \overline{T}_f (effort limite d'adhérence par armature)

$$\overline{T}_f = \frac{1}{\delta_f} = 2b \int_{L-L_a}^L f^* \sigma dx$$

$$\gamma_f = 1,50 \quad (\text{ouvrage à haut degré de sécurité})$$

$$\begin{cases} f^* = f^*_o - (f^*_o - \text{tg}\varphi_1) \frac{z}{6} = 1,6 - 0,146z & \text{pour } z \leq 6 \text{ m} \\ f^* = \text{tg}\varphi_1 = 0,726 & \text{pour } z > 6 \text{ m} \end{cases}$$



La longueur d'adhérence est égale à la longueur partielle de l'armature $L - L_o$, où L_o représente la largeur de la zone active. l'_1 est la largeur de la zone de diffusion au niveau de l'armature considérée.

$$\int_{L-L_a}^L f^* \sigma dx = f^* [\sigma_{11} L_a + \sigma_{12} (l'_1 - L_o)]$$

avec $L_a = (L - 2e) - L_o$

on vérifie que $\overline{T}_f \geq T_{\max}$

VI.3.2 Vérification des armatures

Résistance d'adhérence

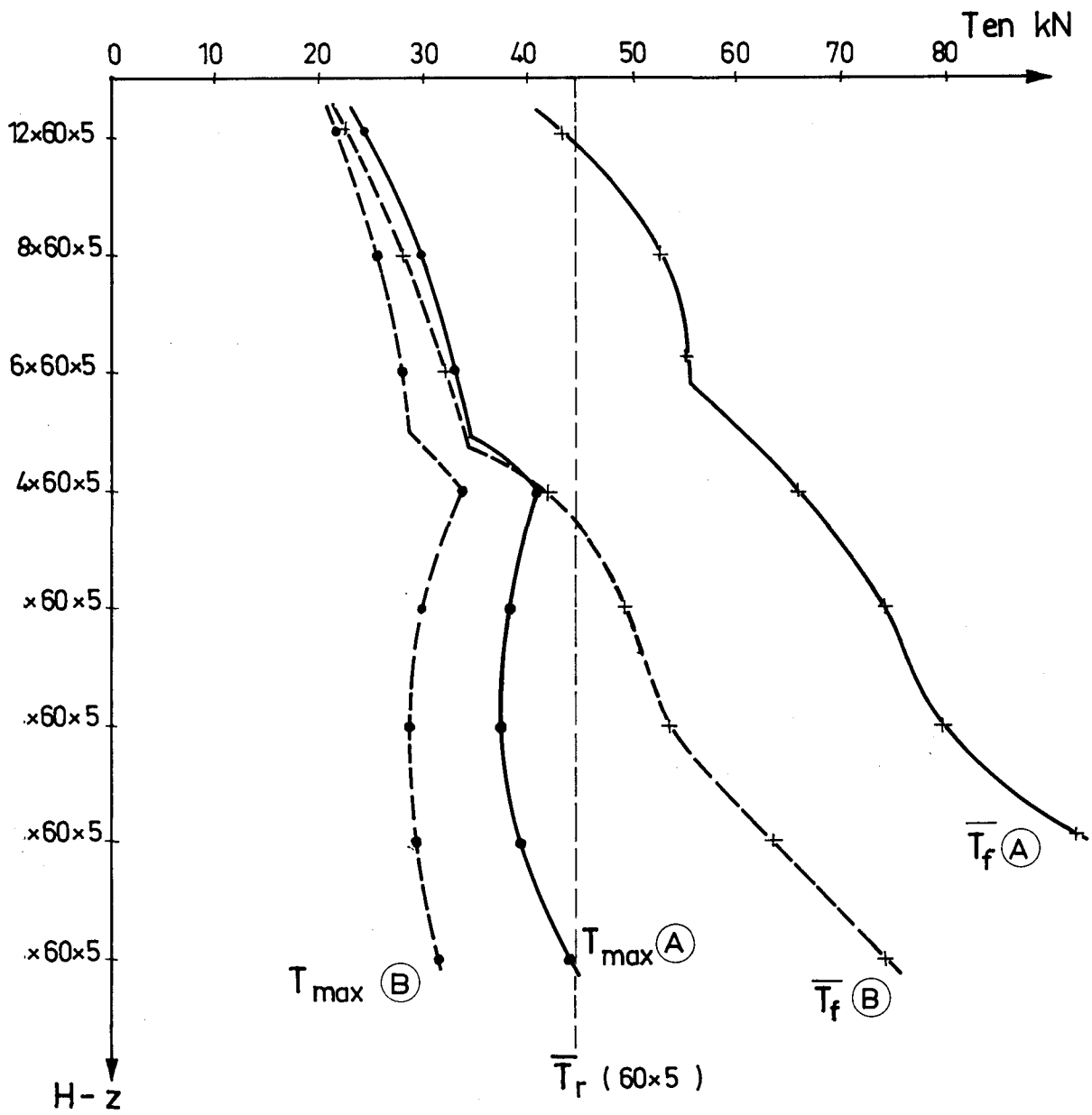
Cas de la combinaison (A)

H-z	z	σ_{11}	L_a	σ_{12}	$l'_1 - L_o$	$\int \sigma_1 l$	f*	3Nxbxe	$\overline{T_f}$	T_{max}
0,39	7,41	236,74	7,07	51,93	3,96	1879,39	0,726	4x60x5	109,13	44,22
1,14	6,66	210,12	6,77	58,88	3,13	1606,81	0,726	4x60x5	93,32	39,34
1,89	5,91	184,99	6,46	67,54	2,31	1351,05	0,740	4x60x5	79,98	37,23
2,64	5,16	161,09	6,13	78,43	1,48	1103,56	0,849	4x60x5	74,95	37,86
3,39	4,41	138,27	5,78	92,65	0,66	860,35	0,958	4x60x5	65,93	40,61
4,14	3,66	116,30	5,56	111,66		646,63	1,067	6x60x5	55,20	32,83
4,89	2,91	95,05	5,62	138,52		534,18	1,176	8x60x5	50,26	29,79
5,64	2,16	74,37	5,66	178,59		420,93	1,285	12x60x5	43,27	24,27
m	m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	kN/m		uxmmxmm	kN	kN

Cas de la combinaison (B)

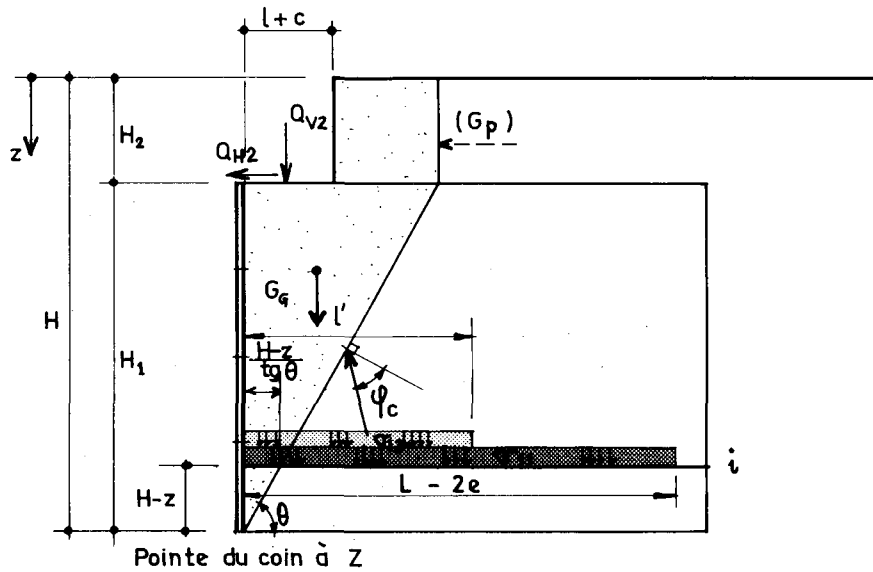
H-z	z	σ_{11}	L_a	σ_{12}	$l'_1 - L_o$	$\int \sigma_1 l$	f*	3Nxbxe	T_f	T_{max}
0,39	7,41	153,18	6,74	60,24	4,03	1275,20	0,726	4x60x5	74,06	31,21
1,14	6,66	133,45	6,51	68,19	3,21	1087,65	0,726	4x60x5	63,17	29,49
1,89	5,91	115,25	6,25	78,06	2,38	906,10	0,740	4x60x5	53,64	28,48
2,64	5,16	98,29	5,98	90,40	1,56	728,80	0,849	4x60x5	49,50	29,82
3,39	4,41	82,36	5,68	106,45	0,73	545,51	0,958	4x60x5	41,81	33,97
4,14	3,66	67,26	5,50	127,73	0,05	376,32	1,067	6x60x5	<u>32,12</u>	<u>28,11</u>
4,89	2,91	52,70	5,59	157,52		294,59	1,176	8x60x5	<u>27,71</u>	<u>26,11</u>
5,64	2,16	38,92	5,65	201,31		219,90	1,285	12x60x5	<u>22,60</u>	<u>21,86</u>
m	m	kN/m ²	m	kN/m ²	m	kN/m		uxmmxmm	kN	kN

Le schéma ci-dessous illustre les résultats des 2 tableaux.



VII VERIFICATION PAR LA METHODE GLOBALE PAR COIN

Voir schéma ci-dessous



Pointe du coin à Z

- Effort de poids propre G_G

$$G_G = \frac{1}{2} \gamma_1 \frac{(Z - H_2)^2}{\text{tg } \theta} + \gamma_2 \left[\frac{(Z - H_2)}{\text{tg } \theta} - (1 + c) H_2 \right]$$

- Efforts extérieurs Q_2 (cf § IV.3)

Q_{v2} intègre l'effet des charges verticales apportées par le pont et du poids propre du sommier.

Q_{H2} intègre l'effet des charges horizontales apportées par le pont et de la poussée G_p sur la hauteur H_2

- Somme des efforts de tractions développés dans les armatures

$$\Sigma T_i = Q_{H2} + (G_G + Q_{v2}) \text{tg}(\theta - \varphi_c)$$

- Charge limite pour les armatures

$$\overline{T}_i = \text{Min}(\overline{T}_r, \overline{T}_f)$$

$$\overline{T}_r = \frac{1}{\gamma_r} R \frac{e_c}{e_o} = 44,67 \text{ kN} \quad \text{pour } 60 \times 5$$

$$\overline{T}_f = \frac{1}{\gamma_f} 2b \int f^* \sigma_1 dx = \frac{1}{\gamma_f} 2b f^* \left[\sigma_{11} \left(L - 2e - \frac{Z - z}{\text{tg } \theta} \right) + \sigma_{12} \left(l'_1 - \frac{Z - z}{\text{tg } \theta} \right) \right]$$

On vérifie que $\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} \geq \frac{1}{0,8} = 1,25$

Nous avons fait le calcul pour trois coins, pour les deux combinaisons (A) et (B) à considérer :

- un coin passant par le pied du parement ($z = H$) et l'arrière du sommier,
- un coin passant par le milieu du parement ($Z = (H_2 + H_1/2)$) et l'arrière du sommier,
- un coin passant par le pied du parement ($Z = H$) et incliné à 60° .

Cas de la combinaison (A)

$$\left. \begin{aligned} G_G &= 129,59 \\ Q_{V2} &= 388,80 \\ Q_{H2} &= 62,40 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 483,23 \text{ kN}$$

Pointe du coin à $Z = H$; $\theta = 75,07^\circ$

H-z m	3Nxbxe uxmmxmm	L-2e m	$(L-2e) \frac{Z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{11} kN/m ²	l'_1 m	$l'_1 \frac{Z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{12} kN/m ²	f*	\overline{T}_f kN	\overline{T}_r kN	$n_i \overline{T}_i$ kN
0,39	4x60x5	7,30	7,20	236,74	4,19	4,09	51,93	0,726	111,33	44,67	59,56
1,14	4x60x5	7,45	7,15	210,12	3,81	3,51	58,88	0,726	99,26	44,67	59,56
1,89	4x60x5	7,59	7,09	184,99	3,44	2,94	67,54	0,740	89,40	44,67	59,56
2,64	4x60x5	7,71	7,01	161,09	3,06	2,36	78,43	0,849	89,27	44,67	59,56
3,39	4x60x5	7,81	6,91	138,27	2,69	1,79	92,65	0,958	85,94	44,67	59,56
4,14	6x60x5	7,90	6,80	116,30	2,31	1,21	111,66	1,067	79,04	44,67	89,34
4,89	8x60x5	7,96	6,66	95,05	1,94	0,64	138,52	1,176	67,90	44,67	119,12
5,64	12x60x5	8,00	6,50	74,37	1,56	0,06	178,59	1,285	50,80	44,67	178,68

$$\Sigma \overline{T}_i = 684,94 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} = 1,42$$

Cas de la combinaison (B)

$$\left. \begin{aligned} G_G &= 86,57 \\ Q_{V2} &= 388,80 \\ Q_{H2} &= 51,34 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 437,25 \text{ kN}$$

Pointe du coin à $Z = H$; $\theta = 75,07^\circ$

H-z m	3Nxbxe uxmmxmm	L-2e m	$(L-2e) \frac{Z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{11} kN/m ²	l'_1 m	$l'_1 \frac{Z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{12} kN/m ²	f*	\overline{T}_f kN	\overline{T}_r kN	$n_i \overline{T}_i$ kN
0,39	4x60x5	6,97	6,87	153,18	4,26	4,16	60,24	0,726	75,67	44,67	59,56
1,14	4x60x5	7,19	6,89	133,45	3,89	3,59	68,19	0,726	67,62	44,67	59,56
1,89	4x60x5	7,38	6,88	115,25	3,52	3,02	78,06	0,740	60,90	44,67	59,56
2,64	4x60x5	7,56	6,86	98,29	3,14	2,44	90,40	0,849	60,78	44,67	59,56
3,39	4x60x5	7,71	6,81	82,36	2,77	1,87	106,54	0,958	58,25	44,67	59,56
4,14	6x60x5	7,84	6,74	67,26	2,39	1,29	127,73	1,067	52,76	44,67	89,34
4,89	8x60x5	7,93	6,63	52,70	2,02	0,72	157,52	1,176	43,54	44,67	116,11
5,64	12x60x5	7,99	6,49	38,92	1,64	0,14	201,31	1,285	28,86	44,67	115,44

$$\Sigma \overline{T}_i = 618,69 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} = 1,42$$

Cas de la combinaison (A)

$$\left. \begin{aligned} G_G &= 64,80 \\ Q_{v2} &= 388,80 \\ Q_{H2} &= 62,40 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 282,95 \text{ kN}$$

Pointe du coin à $z = H_2 + H_1/2$; $\theta = 61,93^\circ$

z-H m	3Nxbxe uxmmxmm	L-2e m	$(L-2e) \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{11} kN/m ²	l'_{11} m	$l'_{11} \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{12} kN/m ²	f*	$\overline{T_f}$ kN	$\overline{T_r}$ kN	$n_i \overline{T_i}$ kN
0,39	4x60x5										
1,14	4x60x5										
1,89	4x60x5										
2,64	4x60x5										
3,39	4x60x5	7,81	7,60	138,27	2,69	2,48	92,65	0,958	98,15	44,67	59,56
4,14	6x60x5	7,90	7,29	116,30	2,31	1,70	111,16	1,067	88,50	44,67	89,34
4,89	8x60x5	7,96	6,95	95,05	1,94	0,93	138,52	1,176	74,27	44,67	119,12
5,64	12x40x5	8,00	6,59	74,37	1,56	0,15	178,59	1,285	53,14	44,67	178,68

$$\Sigma \overline{T_i} = 446,70 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T_i}}{\Sigma T_i} = 1,58$$

Cas de la combinaison (B)

$$\left. \begin{aligned} G_G &= 43,20 \\ Q_{v2} &= 388,80 \\ Q_{H2} &= 51,34 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 253,98 \text{ kN}$$

Pointe du coin à $z = H_2 + H_1/2$; $\theta = 61,93^\circ$

H-z m	3Nxbxe uxmmxmm	L-2e m	$(L-2e) \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{11} kN/m ²	l'_{11} m	$l'_{11} \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{12} kN/m ²	f*	$\overline{T_f}$ kN	$\overline{T_r}$ kN	$n_i \overline{T_i}$ kN
0,39	4x60x5										
1,14	4x60x5										
1,89	4x60x5										
2,64	4x60x5										
3,39	4x60x5	7,71	7,50	82,36	2,77	2,56	106,54	0,958	68,24	44,67	59,56
4,14	6x60x5	7,84	7,23	67,26	2,39	1,78	127,73	1,067	60,92	44,67	89,34
4,89	8x60x5	7,93	6,92	52,70	2,02	1,01	157,52	1,176	49,28	44,67	119,12
5,64	12x60x5	7,99	6,58	38,92	1,64	0,23	201,31	1,285	31,09	44,67	124,36

$$\Sigma \overline{T_i} = 392,38 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T_i}}{\Sigma T_i} = 1,54$$

Cas de la combinaison (A)

$$\left. \begin{aligned} G_G &= 371,18 \\ Q_{v2} &= 388,80 \\ Q_{H2} &= 62,40 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 400,76 \text{ kN}$$

Pointe du coin à $z = H$; $\theta = 60^\circ$

H-z m	3Nxbxe uxmmxmm	L-2e m	$(L-2e) \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{11} kN/m ²	l'_1 m	$l'_1 \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{12} kN/m ²	f*	\overline{T}_f kN	\overline{T}_r kN	$n_i \overline{T}_i$ kN
0,39	4x60x5	7,30	7,07	236,74	4,19	3,96	51,93	0,726	109,16	44,67	59,56
1,14	4x60x5	7,45	6,79	210,12	3,81	3,25	58,88	0,726	93,88	44,67	59,56
1,89	4x60x5	7,59	6,50	184,99	3,44	2,35	67,54	0,740	80,58	44,67	59,56
2,64	4x60x5	7,71	6,19	161,09	3,06	1,54	78,43	0,849	75,93	44,67	59,56
3,39	4x60x5	7,81	5,85	138,27	2,69	0,73	92,65	0,958	73,20	44,67	59,56
4,14	6x60x5	7,90	5,51	116,30	2,31		111,66	1,067	54,70	44,67	89,34
4,89	8x60x5	7,96	5,14	95,05	1,94		138,52	1,176	45,96	44,67	119,12
5,64	12x60x5	8,00	4,76	74,37	1,56		178,59	1,285	36,39	44,67	145,57

$$\Sigma \overline{T}_i = 651,83 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} = 1,63$$

Cas de la combinaison (B)

$$\left. \begin{aligned} G_G &= 247,46 \\ Q_{v2} &= 388,80 \\ Q_{H2} &= 51,34 \end{aligned} \right\} \Sigma T_i = 334,62 \text{ kN}$$

Pointe du coin à $z = H$; $\theta = 60^\circ$

H-z m	3Nxbxe uxmmxmm	L-2e m	$(L-2e) \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{11} kN/m ²	l'_1 m	$l'_1 \frac{z-z}{\text{tg}\theta}$ m	σ_{12} kN/m ²	f*	\overline{T}_f kN	\overline{T}_r kN	$n_i \overline{T}_i$ kN
0,39	4x60x5	6,97	6,74	153,18	4,26	4,03	60,24	0,726	74,04	44,67	59,56
1,14	4x60x5	7,19	6,53	133,45	3,89	3,23	68,19	0,726	63,40	44,67	59,56
1,89	4x60x5	7,38	6,29	115,25	3,52	2,43	78,06	0,740	54,14	44,67	59,56
2,64	4x60x5	7,56	6,04	98,29	3,14	1,62	90,40	0,849	50,27	44,67	59,56
3,39	4x60x5	7,71	5,75	82,36	2,77	0,81	106,54	0,958	42,91	44,67	57,21
4,14	6x60x5	7,84	5,45	67,26	2,39		127,73	1,067	31,29	44,67	62,58
4,89	8x60x5	7,93	5,11	52,70	2,02		157,52	1,176	25,34	44,67	67,56
5,64	12x60x5	7,99	4,73	38,92	1,64		201,31	1,285	18,92	44,67	75,70

$$\Sigma \overline{T}_i = 501,29 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{\Sigma \overline{T}_i}{\Sigma T_i} = 1,50$$

TABLE DES MATIERES

PRESENTATION par M. FEVE	3
SOMMAIRE	5
AVANT-PROPOS	7
CHAPITRE 1 : CONCEPTION DES OUVRAGES	9
1.1. Généralités	9
1.1.1. Développement de la technique	9
1.1.2. Description du procédé et montage	10
1.1.2.1. Les éléments préfabriqués	10
1.1.2.2. Montage	10
1.1.3. Les parements	12
1.1.3.1. Généralités	12
1.1.3.2. Parement métallique	13
1.1.3.3. Parement en écailles de béton	14
1.1.4. Les armatures	15
1.1.4.1. Cas du parement métallique	15
1.1.4.2. Cas du parement en écailles de béton	15
1.1.5. Esthétique des ouvrages en terre armée	16
1.1.6. Autres ouvrages	19
1.2. Classification des ouvrages en terre armée	20
1.2.1. Notion de durée de service	20
1.2.2. Classification en fonction de la durée de service	20
1.2.3. Classification en fonction de l'agressivité du site d'implantation .	20
1.2.4. Classification en fonction du niveau de sécurité souhaité	21
1.3. Conception des ouvrages en terre armée	22
1.3.1. Eléments généraux	22
1.3.1.1. Comparaison avec les ouvrages en terre et les ouvrages en	
béton	22
1.3.1.2. Déformabilité	22
1.3.1.3. Sécurité vis-à-vis de la rupture du sol de fondation	23
1.3.1.4. Reconnaissance géotechnique	24
1.3.1.5. Dispositif de contrôle de l'état des armatures	25
1.3.1.6. Disposition des armatures	25
1.3.2. Conception des ouvrages de soutènement	27
1.3.2.1. Emploi de la terre armée en ouvrages de soutènement	27
1.3.2.2. Protection contre les eaux	28
1.3.2.3. Equipements	30
1.3.2.4. Cas particulier des murs sur sol en pente	32
1.3.2.5. Cas particulier des ouvrages en site aquatique	33
1.3.3. Conception des culées de ponts	35
1.3.3.1. Généralités	35
1.3.3.2. Culées en terre armée	35
1.3.3.3. Les culées "mixtes"	39

1.3.4.	Prédimensionnement	42
1.3.4.1.	Schéma général et définition de la hauteur mécanique	42
1.3.4.2.	Fiche	42
1.3.4.3.	Section transversale	45
1.3.4.4.	Tracé en plan	47
CHAPITRE 2 : JUSTIFICATION DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE		49
2.1.	Fonctionnement de la terre armée	49
2.1.1.	Généralités	49
2.1.2.	Comportement global des ouvrages	49
2.1.2.1.	Cas des murs de soutènement	49
2.1.2.2.	Cas particuliers des murs à double parement	51
2.1.2.3.	Cas des culées de pont	51
2.1.3.	Interaction sol-armature	52
2.1.3.1.	Comportement local de la terre armée	52
2.1.3.2.	Frottement sol-armature	52
2.1.4.	Distribution des tractions dans les armatures	55
2.1.4.1.	Constatations expérimentales	55
2.1.4.2.	Cas des murs de soutènement	56
2.1.4.3.	Cas des murs à double parement	56
2.1.4.4.	Cas des ouvrages à fonction porteuse	57
2.1.5.	Etat du sol sur la ligne des tractions maximales	57
2.1.5.1.	Définition du coefficient K	57
2.1.5.2.	Détermination du coefficient K	58
2.1.6.	Les mécanismes de rupture	59
2.1.6.1.	Rupture par cassure des armatures	59
2.1.6.2.	Rupture par défaut d'adhérence	59
2.1.6.3.	Rupture par instabilité externe	59
2.1.7.	Transmission des charges dans le massif en terre armée	60
2.1.7.1.	Définition des contraintes σ_1 et σ_3 et principe de calcul .	60
2.1.7.2.	Effet de la pesanteur et des charges uniformément réparties	60
2.1.7.3.	Diffusion des charges verticales concentrées	61
2.1.7.4.	Diffusion des charges horizontales	62
2.2.	Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul	64
2.2.1.	Généralités	64
2.2.2.	Récapitulation des actions à prendre en compte	64
2.2.2.1.	Définition et classification	64
2.2.2.2.	Les actions permanentes	65
2.2.2.3.	Les actions variables	65
2.2.2.4.	Les actions accidentelles	67
2.2.3.	Formation des combinaisons vis-à-vis des états limites	69
2.2.3.1.	Notations	69
2.2.3.2.	Principes généraux	69
2.2.3.3.	Combinaisons fondamentales	69
2.2.3.4.	Combinaisons accidentelles	70
2.3.	Caractères des matériaux pour le calcul	71
2.3.1.	Les remblais	71
2.3.1.1.	Poids volumique	71
2.3.1.2.	Frottement interne	71
2.3.2.	Les armatures	72
2.3.3.	Frottement apparent entre le remblai et les armatures	72
2.3.3.1.	Armatures à haute adhérence	72
2.3.3.2.	Armatures lisses	73
2.3.3.3.	Cas particuliers	73

2.3.4.	Les parements	73
2.3.4.1.	Parements en béton	73
2.3.4.2.	Parements métalliques'	73
2.4.	Les règles de justification des ouvrages en terre armée	74
2.4.1.	Introduction	74
2.4.2.	Mode de calcul des efforts dans les armatures par la méthode de l'équilibre local	74
2.4.2.1.	Principe de la méthode	74
2.4.2.2.	Calcul de σ_1	75
2.4.3.	Mode de calcul des efforts dans les armatures par la méthode de l'équilibre global	76
2.4.4.	Les critères de justification	77
2.4.4.1.	Les critères de stabilité externe locale	77
2.4.4.2.	Les critères de stabilité interne	77
2.4.5.	Définition des états-limites. Règles de justification	79
2.4.5.1.	Les états-limites de stabilité externe	79
2.4.5.2.	Les états-limites de stabilité interne	80
CHAPITRE 3 :	QUALITE DES MATERIAUX	81
3.1.	Qualité des matériaux	81
3.1.1.	Matériaux de remblai de terre armée	81
3.1.1.1.	Nature des matériaux de remblai	81
3.1.1.2.	Critères géotechniques	81
3.1.1.3.	Critères chimiques et électrochimiques	84
3.1.2.	Armatures	85
3.1.2.1.	Durabilité des armatures	85
3.1.2.2.	Caractéristiques des armatures en acier non allié revêtu de zinc ou non	86
3.1.2.3.	Epaisseur sacrifiée aux phénomènes de corrosion	87
3.1.3.	Parements et accessoires	87
3.1.3.1.	Nature des matériaux pour parements et pour accessoires ...	87
3.1.3.2.	Définition de la qualité requise pour les parements et les accessoires	87
3.2.	Contrôle de qualité des matériaux	89
3.2.1.	Epreuve de convenance	89
3.2.2.	Epreuves de contrôle de conformité	89
CHAPITRE 4 :	MISE EN OEUVRE	91
4.1.	Avant le début des travaux	91
4.1.1.	Agrément des matériaux de remblai	91
4.1.2.	Matériel d'exécution	91
4.1.3.	Aire de stockage des éléments préfabriqués	92
4.1.4.	Personnel d'exécution	92
4.1.5.	Plans d'exécution	92
4.1.6.	Préparation du contrôle	92

4.2. Durant l'exécution de l'ouvrage	93
4.2.1. Stockage des éléments préfabriqués	93
4.2.1.1. Parement	93
4.2.1.2. Armatures	93
4.2.2. Contrôle de la qualité des éléments préfabriqués	93
4.2.2.1. Armatures	93
4.2.2.2. Parement béton	93
4.2.2.3. Parement métallique	93
4.2.3. Réception de la plate-forme d'assise du massif	93
4.2.4. Implantation - Semelle de réglage	94
4.2.5. Montage des éléments préfabriqués	94
4.2.5.1. Montage des éléments préfabriqués de parement	94
4.2.5.2. Mise en oeuvre des armatures	95
4.2.5.3. Contrôle d'ensemble du massif	95
4.2.6. Points singuliers du montage	95
4.2.6.1. Raccord à un ouvrage existant	95
4.2.6.2. Mise en place des éléments hauts et remblaiement	95
4.2.7. Remblaiement des ouvrages en terre armée	96
4.2.7.1. Déchargement et régilage	96
4.2.7.2. Compactage	97
4.2.8. Contrôle du remblaiement des ouvrages de terrassement	99
4.2.8.1. Contrôle de la qualité des sols et des roches utilisés	99
4.2.8.2. Contrôle de la mise en oeuvre	99
 CHAPITRE 5 : SURVEILLANCE - ENTRETIEN - REPARATION	 101
5.1. Surveillance des ouvrages	101
5.1.1. Origine des incidents	102
5.1.2. Principaux incidents et leurs indices	102
5.1.3. Les différents niveaux de la surveillance des ouvrages en services .	102
5.1.3.1. La surveillance continue	102
5.1.3.2. Les visites annuelles	102
5.1.3.3. Les inspections détaillées	103
5.1.4. Cas particuliers de la surveillance de la durabilité	103
5.1.5. Ouvrages entrant dans le cadre de recherches	104
5.2. Entretien et réparation des ouvrages	105
 ANNEXES	 107
1. MODES OPERATOIRES	107
1.1. Mesure de l'angle de frottement interne du matériau de remblai pour terre armée	109
1.2. Mesure de l'angle de frottement sol-armature	110
1.3. Mesure de la résistivité du matériau de remblai à saturation	112
1.4. Extraction par l'eau des sels solubles présents dans les matériaux de remblai	116
1.5. Détection des sulfures présents dans les matériaux de remblai	117
1.6. Mesure de la teneur en matières organiques	118
1.7. Essais à réaliser après extraction des témoins de durabilité	119

2. FICHES TECHNIQUES	121
2.1. Armatures à haute adhérence en acier galvanisé	123
2.2. Armatures à haute adhérence en acier ordinaire	125
2.3. Amorces pour armatures à haute adhérence	127
2.4. Ecailles en béton sans armature	129
2.5. Ecailles en béton avec armatures	131
2.6. Eclisses pour armatures à haute adhérence	133
2.7. Boulonnerie pour armatures à haute adhérence	135
2.8. Joints pour écailles en béton	137
2.9. Eléments de peau en acier ordinaire pour ouvrages à parement métallique	139
2.10. Armatures en acier ordinaire pour ouvrages à parement métallique	141
2.11. Eléments de peau en acier galvanisé pour ouvrages à parement métallique	143
2.12. Armatures en acier galvanisé pour ouvrages à parement métallique	145
2.13. Boulonnerie en acier galvanisé pour ouvrages à parement métallique	147
3. EXEMPLES DE NOTES DE CALCUL	149
3.1. Note de calcul de justification d'un massif de soutènement en pied de talus	151
3.2. Note de calcul de justification d'une culée	169

