



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M/GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : V.O.A

Thème

**CONCEPTION ET CALCUL D'UN OUVRAGE DE
SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE**

Présenté par :

- Mr ZEGGAI Hadj

Soutenu le 09 / 07 / 2019 devant le jury composé de :

Président : Mr BENSOULA Mohamed

Examinatrice : Mme LAREDJ Nadia

Encadrant : Mr BENDANI Karim

Année Universitaire : 2018 / 2019

Sommaire

Remerciements.....	4
Listes des figures.....	5
Listes des tableaux.....	9
Notations at abréviations.....	10
Résumé.....	14
Introduction générale.....	16

CHAPITRE 01 *Les ouvrages de soutènement*

I.1 Introduction	17
I.2 Les murs de soutènement poids en pierres	18
I.2.1 Description.....	18
I.2.2 Dimensionnement des murs poids en pierres.....	19
I.2.3 Structure d'un mur de soutènement poids en pierre.....	19
I.3 Les murs de soutènement poids en béton armé ou murs cantilevers	22
I.3.1 Description	22
I.3.2 Dimensionnement des murs poids en béton armé.....	24
I.3.3 Domaine d'emploi.....	24
I.4 Les rideaux de palplanches	25
I.4.1 Description.....	25
I.4.2 Domaine d'emploi.....	27
I.4.3 Caractéristiques des rideaux de palplanches.....	28
I.4.4 Dimensionnement courant des palplanches.....	29
I.4.5 Mise en œuvre des rideaux palplanches.....	31
I.5 Les paroi moulées	33
I.5.1 Description.....	33
I.5.2 Principe de fonctionnement.....	34
I.5.3 Dimensionnement des parois moulées.....	35
I.5.4 Domaine d'emploi.....	36
I.6 Les massifs en sol cloués	37
I.6.1 Description.....	37
I.6.2 Dimensionnement courant des sols cloués.....	38
I.6.3 Domaine d'emploi.....	38

CHAPITRE 02 *Les ouvrages de soutènement en Terre Armée*

II.1 Historique	40
II.2 Définition du procédé Terre Armée	40
II.3 Les éléments d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée	41
II.3.1 Le matériaux de remblai.....	41
II.3.2 Armatures de renforcement.....	44

II.3.2.1 Les armatures métalliques.....	45
II.3.2.2 Les armatures géo-synthétiques.....	45
II.3.3 Le parement (peau).....	47
II.3.4 Les éléments secondaires de la Terre Armée.....	49
II.4 Mise en œuvre des ouvrages en Terre Armée.....	50
II.4.1 Montage des panneaux de parement.....	51
II.4.2 Mise en place des armatures.....	51
II.4.3 Remblayage et compactage.....	52
II.5 Avantages et domaine d'utilisation.....	52
II.6 Autres ouvrages de la Terre Armée.....	55
II.7 Principe du procédé Terre Armée.....	55

CHAPITRE 03 Fonctionnement et durabilité des ouvrages de soutènement en Terre Armée

III.1 Introduction.....	57
III.2 Fonctionnement externe des ouvrages en Terre Armée.....	57
III.3 Fonctionnement interne des ouvrages en Terre Armée.....	58
III.4 Les mécanismes de ruptures des ouvrages en Terre Armée	59
III.4.1 Ruptures dues à la stabilité interne.....	59
III.4.2 Ruptures dues à la stabilité externe.....	59
III.5 Durabilité des ouvrages en Terre Armée.....	59
III.6 Réparation des ouvrages existants.....	60
III.7 Performance des ouvrages de soutènement en Terre Armée vis-à-vis des séismes.....	61

CHAPITRE 04 Conception et calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée

IV.1 Introduction.....	63
IV.2 Dispositions constructives générales.....	63
IV.2.1 Fiche.....	63
IV.2.2 Espacement des lits de renforcement.....	64
IV.2.3 Longueurs des lits de renforcement.....	64
IV.2.4 Dispositif de drainage.....	65
IV.3 Dimensionnement des murs de soutènement en Terre Armée selon « AASHTO ».....	66
IV.4 Stabilité interne.....	66
IV.4.1 Détermination de l'effort de traction maximal	67
IV.4.2 Détermination des résistances à la traction des armatures de renforcement.....	70

IV.4.3 Vérification de la résistance structurelle des lits de renforcement.....	71
IV.4.4 Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement	72
IV.4.5 Vérification de l'interaction sol-lit.....	75
IV.5 Stabilité externe.....	75
IV.5.1 Détermination des pressions des terres.....	75
IV.5.2 Vérification vis-à-vis du glissement à la base du mur.....	76
IV.5.3 Vérification vis-à-vis du renversement du mur.....	76
IV.5.4 Vérification vis-à-vis de la capacité portante su sol de fondation.....	77
IV.6 Stabilité global.....	79
IV.7 Analyse des déplacements des murs en Terre Armée.....	79
IV.8 Vérification de la stabilité des murs de soutènement en Terre Armée sous actions	
sismique selon « AASHTO »	79
IV.8.1 Stabilité externe	79
IV.8.2 Stabilité interne.....	81

CHAPITRE 05 Étude statique d'un mur de soutènement en Terre Armée

V.1 Application pratique.....	84
V.2 Solution de l'application.....	85
V.2.1 Calcul de la pression des terres.....	85
V.2.2 Détermination de la longueur des renforcements	85
V.2.3 Détermination des efforts agissants sur le mur.....	87
V.2.4 Vérification de la stabilité externe du mur	87
V.2.5 Calcul de l'effort de traction maximal.....	89
V.2.6 Calcul de l'épaisseur des armatures de renforcement.....	91
V.2.7 Calcul de l'effort de frottement mobilisable dans les lits de renforcement.....	91
V.2.8 Vérification de la stabilité interne du mur.....	92
V.2.9 Conclusion.....	93
Conclusion générale.....	94
Références bibliographiques.....	95

Remerciements

Je remercie en premier lieu ALLAH le tout puissant qui m'a donné courage et volonté afin de poursuivre mes études.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements et mon grand respect à mon encadrant le Professeur Monsieur BENDANI Karim. Sa disponibilité, son savoir, ses conseils judicieux, ses commentaires et ses corrections ont rendu possible la réalisation de ce travail.

Je tiens à remercier les membres du jury notamment à Madame LAREDJ Nadia et Monsieur BENSOUA Mohamed qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Je remercie chaleureusement l'ensemble du corps enseignants et administratifs du département de Génie Civil et Architecture de l'université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem.

Je tiens à remercier tout particulièrement mon père je lui exprime ici ma profonde gratitude pour son soutien moral, ses conseils, et ses orientations.

Enfin je remercie toute ma famille, mes frères et sœurs et mes amis pour leurs encouragements et leur soutien durant toute mes années d'études...

Liste des figures

CHAPITRE 01

- Figure 1.1 : Mur en maçonnerie de pierres sèches.
- Figure 1.2 : Dimensions usuelles d'un mur poids.
- Figure 1.3 : Structure d'un mur de soutènement en pierres.
- Figure 1.4 : Pose des pierres de socle.
- Figure 1.5 : Écoulement des eaux pluviales à travers un mur en pierres (le drain).
- Figure 1.6 : Couronnement des murs en pierre sèche.
- Figure 1.7 : Éléments d'un mur en L.
- Figure 1.8 : Murs simple et à contrefort.
- Figure 1.9 : Dimensionnement courant d'un mur béton armé.
- Figure 1.10 : Mur de soutènement en béton armé coulé en place.
- Figure 1.11 : Assemblage des palplanches.
- Figure 1.12 : Schéma de principe d'un mur de palplanches.
- Figure 1.13 : Exemples de serrures de palplanches.
- Figure 1.14 : Domaine d'application des rideaux de palplanches.
- Figure 1.15 : Les différents types de palplanches.
- Figure 1.16 : Dimensionnement courant d'un rideau auto stable.
- Figure 1.17 : Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants.
- Figure 1.18 : Machine de battage.
- Figure 1.19 : Machine de fonçage en action.
- Figure 1.20 : Mise en place de palplanches par pression.
- Figure 1.21 : Paroi moulée coulé en place.
- Figure 1.22 : Mise en place d'une paroi préfabriquée.
- Figure 1.23 : Réalisation d'une paroi moulée.
- Figure 1.24 : Dimensionnement extrême des parois moulées.

Figure 1.25 : Paroi moulée pour une construction urbaine.

Figure 1.26 : Massif de sol en place renforcé par clouage.

Figure 1.27 : Représentation schématique d'un clou.

Figure 1.28 : Massif cloué en site montagneux.

CHAPITRE 02

Figure 2.1 : Mur en Terre Armée.

Figure 2.2 : Les éléments d'un mur en Terre Armée.

Figure 2.3 : Caractéristiques mécaniques auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en Terre Armée

Figure 2.4 : Armatures en acier galvanisé.

Figure 2.5 : Armatures géo-synthétiques.

Figure 2.6 : Armatures géo-synthétiques de la société Terre Armée International.

Figure 2.7 : Parement métallique à section semi-elliptique.

Figure 2.8 : Écaille cruciforme standard préfabriqué en béton.

Figure 2.9 : Parement de type TerraTrel.

Figure 2.10 : Principe d'assemblage des écailles et des armatures géo-synthétiques.

Figure 2.11 : Système de connexion entre parements et armatures.

Figure 2.12 : Schéma de principe de mise en œuvre d'un mur en Terre Armée.

Figure 2.13 : Mise en place des écailles de parement.

Figure 2.14 : Mise en place des armatures.

Figure 2.15 : Remblayage et compactage.

Figure 2.16 : Variété architecturale des parements.

Figure 2.17 : Domaine d'utilisation de la Terre Armée.

Figure 2.18 : Disposition des armatures de renforcement.

Figure 2.19 : Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement exercée par le sol sur l'armature.

CHAPITRE 03

Figure 3.1 : Répartition des contraintes dans un sol de fondation d'un mur en Terre Armée.

Figure 3.2 : Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée.

Figure 3.3 : Schéma de renforcement des murs de soutènement en Terre Armée.

Figure 3.4 : Renforcement par clouage des murs en Terre Armée.

Figure 3.5 : Photo d'un mur en Terre Armée lors du séisme de San Francisco et d'une maison sérieusement endommagée.

CHAPITRE 04

Figure 4.1 : Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017)

Figure 4.2 : Dispositif de drainage autour d'un mur en Terre Armée.

Figure 4.3 : Détermination de la ligne des tractions maximales pour les cas courants.

Figure 4.4 : Distribution des contraintes due au charges horizontales concentrés par le calcul de la stabilité interne.

Figure 4.5 : Schéma de calcul de la contrainte verticale σ_v pour les remblais horizontaux.

Figure 4.6 : Schéma de calcul de la contrainte verticale σ_v pour les remblais en pente.

Figure 4.7 : Variation du coefficient K_r .

Figure 4.8 : Les valeurs par défaut du facteur de frottement F^* .

Figure 4.9 : Emplacement de la surface de rupture potentielle pour la stabilité interne.

Figure 4.10 : Schéma de calcul des poussées due au poids des terres.

Figure 4.11 : Potentiels ruptures externe des murs en Terre Armée.

Figure 4.12 : Forces sismiques agissantes sur un ouvrage de soutènement (stabilité externe).

Figure 4.13 : Stabilité interne sismique pour les murs en Terre Armée.

CHAPITRE 05

Figure 5.1 : Schéma d'un mur de soutènement en Terre Armée renforcé par armatures métalliques.

Figure 5.2 : Longueurs des lits de renforcement (métalliques).

Figure 5.3 : Emplacement de l'effort de traction T_{max_1} et l'effort de frottement P_{f_1} .

Figure 5.4 : Emplacement de l'effort de traction T_{max_2} et l'effort de frottement P_{f_2} .

Liste des Tableaux

CHAPITRE 01

Tableau A.1 : Classification des ouvrages de soutènements (F. Schlosser).

CHAPITRE 02

Tableau B.1 : Critères granulométriques pour le choix d'un matériau de remblai.

Tableau B.2 : Critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai.

CHAPITRE 04

Tableau D.1: Valeurs minimales recommandé de la fiche D.

Tableau D.2 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m

Tableau D.3: Valeurs recommandées des facteurs de résistance RF.

Tableau D.4 : Valeurs du coefficient α .

Tableau D.5 : Facteurs de résistance à la capacité portante.

CHAPITRE 05

Tableau E.1: Les différentes valeurs de la longueur des armatures de renforcement.

Tableau E.2: Tableau récapitulatif des forces et moments agissants sur le mur.

Notations et abréviations

C_u : coefficient d'uniformité du remblai.

σ_v : la contrainte de référence appliquée à la base est nommée.

R_v : Résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif.

L : longueur du mur correspondant à celle des armatures.

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement.

τ : contrainte de cisaillement exercée par le sol sur chaque face de l'armature.

l : abscisse du point considéré sur l'armature.

b : largeur de l'armature.

D : profondeur d'encastrement du mur.

D_m : profondeur d'encastrement minimal du mur.

L_{\min} : longueur minimal du mur correspondant à celle des armatures.

γ : poids volumique du remblai soutenu.

K_a : coefficient de poussée des terres calculé à partir de la théorie des coins de Coulomb.

P_a : la force de poussée due au poids des terres.

H : la hauteur du mur.

h : la hauteur du diagramme de pressions de poussée.

ϕ_f : angle du frottement du sol retenu.

β et B : l'inclinaison du remblai derrière le mur.

T_{\max} : l'effort de traction maximal dans le renforcement.

S_v : espacement vertical des lits de renforcement (appelé aussi ΔH).

σ_h : contrainte horizontale pondérée à chaque lit de renforcement.

γ_p : est un facteur de pondération de charge.

$\Delta\sigma_H$: l'augmentation des contraintes horizontales due à d'éventuelles forces horizontales concentrées.

K_r : coefficient de la contrainte horizontale.

R_{tc} : résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante.

R_{ta} : résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures.

A_c : la section de calcul du lit de renforcement (armatures).

F_y : contrainte de rupture du matériau constitutif de l'élément de renforcement.

T_{ult} : valeur minimale ultime de la résistance à la traction des armatures synthétiques.

RF_{ID} : facteur de réduction de résistance pour empêcher les dommages d'installation.

RF_{CR} : facteur de réduction de résistance pour empêcher le fluage à long-terme.

RF_D : facteur de réduction de résistance pour empêcher la rupture due à la dégradation chimique et biologique.

CR_{cr} : résistance de calcul à long-terme des armatures de renforcement/accrochage.

$FS_{(B)}$: facteur de sécurité de la résistance à la traction des armatures de renforcements.

ϕ : facteur de résistance au frottement sol/armatures.

C : coefficient géométrique.

R_c : le taux de couverture des armatures de renforcement.

α : coefficient de correction tenant compte d'un effet d'échelle.

P_f : l'effort d'interaction sol-lit de renforcement.

F^* : désigne un facteur de frottement.

L_e : longueur du renforcement dans la zone résistante.

L_a : longueur du lit de renforcement dans la zone active.

$FS_{(p)}$: facteur de sécurité concernant le calcul de la longueur totale du lit de renforcement.

w : est le largeur des armatures de renforcement.

γ_r : poids volumique du remblai de renforcement.

ϕ_r : angle de frottement du remblai de renforcement.

ϕ_u : angle de frottement sol/armature.

S_v : espacement verticale entre les armatures.

S_h : espacement horizontal entre les armatures.

F_V : est la somme des forces verticales.

F_h : est la somme des forces horizontales.

δ : est l'angle du point d'application de la pression des terres.

C_{af} : adhérence entre la base du mur et le sol de fondation.

B : est la longueur de la base du mur.

e : l'excentricité de la résultante R par rapport au milieu de la base du mur.

M_S : est le moment stabilisant.

M_R : est le moment renversant.

σ'_0 : la contrainte verticale qui est donné par la formule.

q_{ult} : contrainte ultime du sol de fondation.

γ_f : poids volumique du sol de fondation.

φ_f : angle de frottement du sol de fondation.

α : l'angle du point d'application de la résultante par rapport à la base du mur.

S_{rs} : force de renforcement par largeur d'unité requise pour résister au composant statique de la charge.

S_{rt} : force de renforcement requise pour résister au composant dynamique ou transitoire de la charge.

P_{AE} : force de la poussée sismique.

P_{AE} : force totale d'inertie P_{IR} .

A : coefficient d'accélération maximum de sol.

A_m : coefficient d'accélération maximum de mur au centre de surface de la masse de mur.

T_{md} : l'incrément dynamique directement induit par la force d'inertie P_I .

L_{ei} : longueur de renforcement effective pour chaque couche (i).

W_A : poids de la zone active.

S.E.T.R.A : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.

L.C.P.C : Laboratoire central des ponts et chaussées.

F.H.W.A : Administration fédérale des routes des états unis.

TAI : Société Terre armée Internationale.

C.F.G : Comité Française des géo-synthétiques.

GTR : Guide de terrassement routier.

RESUME

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ceux sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. L'évolution de ces ouvrages de soutènement, notamment dans le domaine des sols renforcés, fait qu'il existe aujourd'hui de très nombreux types de soutènement, dont la Terre Armée qui n'est pas très courante en Algérie.

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente, inventée en 1963 par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton ou en pierre pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui peuvent être métalliques ou géo-synthétiques et un parement en béton préfabriqué. Ces armatures participent à la stabilité par un frottement avec les particules du remblai.

Le calcul et la conception des ouvrages de soutènement en Terre Armée exigent un certain nombre de règles et de principes. Le présent travail porte sur la conception et la justification des ouvrages en Terre Armée suivant le règlement de l'association américaine des autoroutes et des transports (AASHTO, 2017).

Mots clés : Terre Armée, Armatures métalliques, Armatures géo-synthétiques, frottement, parement, remblai de renforcement, stabilité interne, stabilité externe.

ملخص

الهيكل الإسنادية هي إنشاءات مصممة لمنع الانهيار الأرضي أو انزلاق المنحدر الحاد، وهي هياكل مهمة بالنظر إلى تكلفتها ووظيفتها. تطور هذه الهياكل، وخاصة في مجال التربة المدعمة، يعني أن هناك اليوم أنواعًا عديدة من الدعم، بما في ذلك التربة المسلحة، وهو التي هي غير شائعة كثيرًا في الجزائر.

هي طريقة دعم حديثة إلى حد ما (1963 من طرف هنري فيدال)، والتي تتكون من استخدام التربة، وليس جدارًا خرسانيًا أو حجريًا لضمان ثبات المنحدر. يتمثل المفهوم في تقوية التربة عن طريق إضافة تعزيزات يمكن أن تكون معدنية أو تركيبية وواجهة من الخرسانة المصطنعة. هذه التعزيزات تشارك في الاستقرار عن طريق الاحتكاك مع جزيئات السد.

يتطلب تصميم وحساب هياكل الدعم الترابية عددًا من القواعد والمبادئ. يركز هذا العمل على تصميم وتبرير الهياكل الترابية وفقًا للوائح الولايات المتحدة للرابطة الأمريكية للطرق السريعة والنقل.

الكلمات المفتاحية: التربة المسلحة، التعزيز المعدني، التعزيز المركب (جيوسانتيتيك)، الاحتكاك، واجهة، سد التعزيز، الاستقرار الداخلي، الاستقرار الخارجي.

Abstract

Retaining structures are designed to prevent the collapse or slip of a steep slope, and are important in terms of their cost and function. The evolution of these retaining structures, particularly in the field of reinforced soils, means that today there are many types of support, including reinforced earth, which is not very common in Algeria.

Reinforced earth is fairly recent method of support, originally invented in 1963 by Henri Vidal, which consists of using the soil, not a concrete or stone wall to ensure the stability of a slope. The concept is to strengthen the soil by adding reinforcements that can be metallic or geo-synthetic and precast concrete facing panels. These reinforcements contribute to stability by friction with the particles of the embankment.

The calculation and design of retaining structures in the reinforced earth requires a number of rules and principles. This work focuses on the design and justification of this structure in accordance with the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2017).

Key words: Reinforced earth, Metallic reinforcement, Geo-Synthetic reinforcement, Friction, Facing panels, reinforcement embankment, internal stability, external stability.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ouvrages de soutènement dont la fonction est de séparer deux parties de terrain formant une dénivellation brusque sont conçus pour soutenir les terres situées à l'amont de l'ouvrage. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction de terres devant celui-ci. En pratique toutefois, il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.

Les murs de soutènement figurent dans l'histoire de la construction, dès leurs origines. Ils ont été en pierres sèches, puis en maçonnerie, et enfin en béton armé. L'emploi de ce matériau, universellement répandu, soulève néanmoins des problèmes de coût et d'aspect pour des hauteurs importantes, de comportement sur sols compressibles ainsi que des difficultés de mise en œuvre.

Le développement de certaines techniques de soutènement, notamment dans le domaine des sols renforcés, qui a permis l'éclosion de nombreux procédés nouveaux et l'évolution qu'ont connue les techniques existantes, font qu'il existe aujourd'hui de très nombreux types d'ouvrages de soutènement, dont certains sont probablement encore assez peu connus en Algérie comme c'est le cas pour la terre armée.

Le présent travail de recherche concerne une étude bibliographique sur les soutènements en terres armées, leur comportement et leurs conceptions et calcul.

La terre armée a été inventée par Henri VIDAL, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint-Tropez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins » (ISBTP-2006). Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre armée.

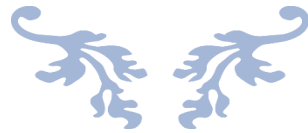
La conception, le calcul et la surveillance des ouvrages en terre armée nécessitent un certain nombre de règles et de principes. Ceux-ci ont été élaborés à la suite de nombreuses analyses du comportement de la terre armée sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques ou thermiques auxquels peuvent être soumis les ouvrages.

Le présent travail est structuré en cinq chapitres, le premier chapitre décrit d'une manière générale les ouvrages de soutènement les plus utilisés ainsi que leur dimensionnement et leur domaine d'emploi. Le deuxième chapitre présente une description des ouvrages en terres armées, leur principe et les types de renforcement utilisés. Le troisième chapitre portera sur le Fonctionnement et la durabilité de la Terre Armée. Le quatrième chapitre présentera des règles de conception et de calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée suivant le règlement américain (AASHTO, 2017), Le tout sera couronné dans le cinquième chapitre par une application pratique de calcul et de dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée.



CHAPITRE 01

LES OUVRAGES DE SUTÈNEMENTS



Ce chapitre comprend :

1. Introduction.
2. Les murs de soutènements poids en pierre.
3. Les murs de soutènements en béton armé ou murs cantilevers.
4. Les rideaux de palplanches.
5. Les parois moulées.
6. Les massifs en sol cloués.

CHAPITRE 01 : LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

I.1 Introduction

Lorsque les massifs des terres ne peuvent plus présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ils doivent être soutenus par des ouvrages dit ouvrages de soutènement. Ces constructions reprennent les efforts des poussées dues à l'action des terrains reposant sur le parement intérieur de l'ouvrage.

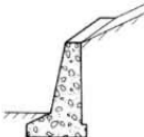
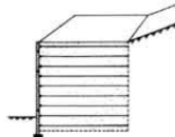
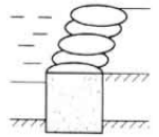
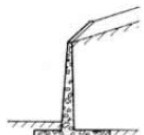

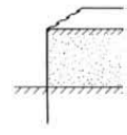
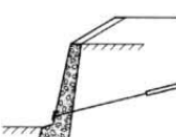
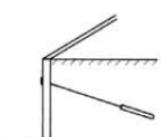
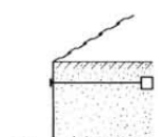
Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre soutenu peut être repris de diverses manières. Trois cas principaux peuvent être distingués :

- ❖ Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement, dans ce mode on trouve les murs poids en béton ou en maçonnerie, les murs en terre armée, les ouvrages cellulaires.
- ❖ Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement, dans ce mode on trouve, les murs cantilevers en béton armé, les parois moulées, les rideaux de palplanches.
- ❖ Cas où la poussée est reprise par des ancrages, dans ce mode on trouve, les murs en béton ancrés, les parois moulées ancrées ou les rideaux ancrés.

Le Tableau A.1 présente les différents types d'ouvrages de soutènement.

Tableau A.1 : Classification des ouvrages de soutènement (F. Schlosser)

Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Nous détaillerons dans ce qui suit les constructions de soutènement les plus courantes : les murs poids en pierre, les murs en béton armé, les parois moulées, les rideaux de palplanches et les massifs en sol cloués.

I.2 Les murs de soutènement poids en pierre

I.2.1 Description

Les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement. Ils sont généralement rigides et constitués de maçonnerie de pierres jointoyées (Figure 1.1) ou de béton non armé, voire éventuellement de béton cyclopéen (blocs de pierre ou moellons noyés dans du béton). Ces types de murs, relativement étanches, sont en principe pourvus d'un dispositif de drainage lorsqu'ils ne sont pas destinés à maintenir le niveau d'eau dans les terres soutenues (cas quasi général).

Ces murs présentent a priori l'avantage de répondre parfaitement à toutes les exigences techniques et environnementales. A l'épreuve du temps, ils peuvent être construits avec des pierres de tout type, ce qui permet dans la plupart des cas d'utiliser des matériaux « in situ ». Cet approvisionnement local en matières premières, allié à une technique facile à mettre en œuvre, permet une construction respectueuse de l'environnement, sur tout type de terrain. C'est une technique artisanale, qui s'appuie sur le savoir-faire et l'expérience des bâtisseurs.



Figure 1.1 : Mur en maçonnerie de pierres sèches

I. 2.2 Dimensionnement des murs poids en pierre

Le dimensionnement de ces murs est déterminé suite à un calcul de stabilité au renversement, au glissement et au poinçonnement. Même si certains principes sont fondamentaux pour la construction en pierre sèche, il n'existe pas de règle ou de norme à ce sujet.

Les dimensions usuelles d'un mur de soutènement poids sont présentées dans la (figure 1.2).

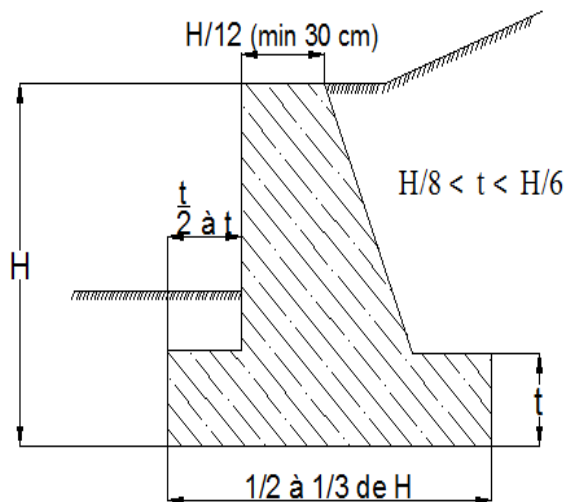


Figure 1.2 : Dimensions usuelles d'un mur poids

I.2.3 Structure d'un mur de soutènement poids en pierres

Un mur en pierre sèche comporte généralement les éléments principales (Figure 1.3) qui sont présentés ci-après :

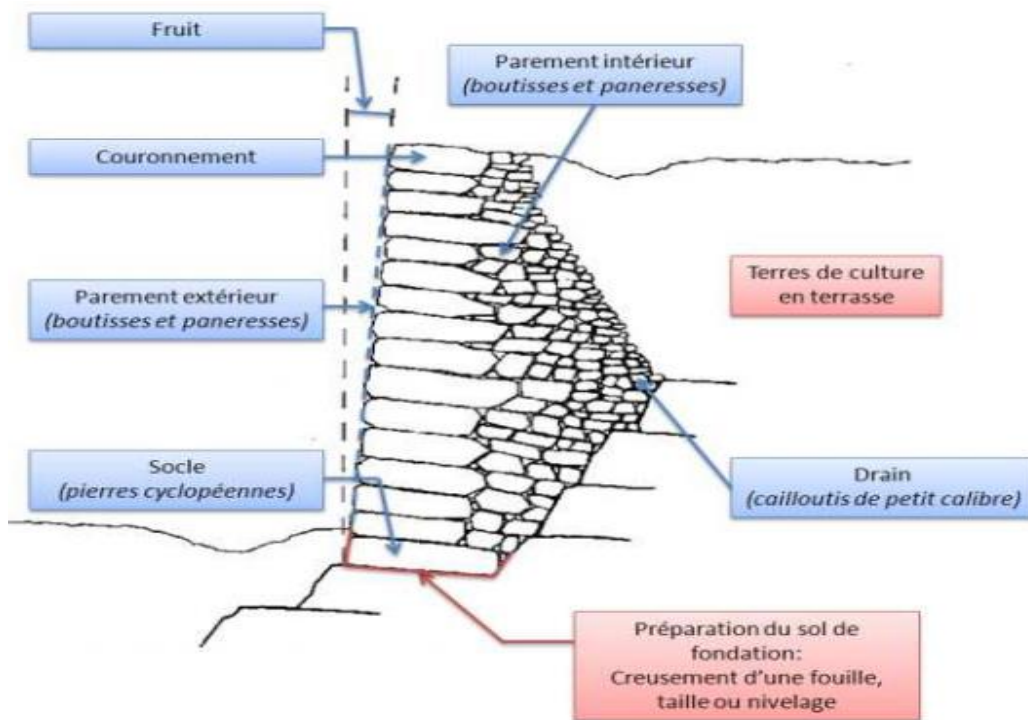


Figure 1.3 : Structure d'un mur de soutènement en pierres

- ❖ **Le socle (ou fondation) :** C'est le premier lit de pierres du mur sur lequel ce dernier va reposer. Les pierres de socle ou d'assise sont des pierres solides de grande taille (pierres cyclopéennes) qui vont garnir le fond de la fouille et sont destinées à supporter le poids du mur. (Figure 1.4)



Figure 1.4 : Pose des pierres de socle

- ❖ **Le parement extérieur :** C'est la face visible du mur, que le bâtisseur en pierre sèche aura pris soin de travailler en soignant l'alignement.
- ❖ **Le parement intérieur :** C'est la face non visible du mur, celle sur laquelle la poussée du sol de remblai vient s'appliquer. Les pierres de bâti, utilisées pour la construction des parements intérieur et extérieur, sont les modules qui constituent la trame du mur et assurent sa bonne tenue.
- ❖ **La boutisse :** est une longue pierre de liaison, la plus massive possible, que l'on couche dans l'épaisseur du mur pour relier les parements extérieur et intérieur et stabiliser l'ensemble de la construction. L'une de ses extrémités doit être correctement facée et placée dans la partie visible du mur. Lorsque les deux extrémités de la boutisse sont facées, on parle alors de parpaings.
- ❖ **La panneresse :** (ou carreau), à l'inverse de la boutisse, est une pierre dont toute la longueur est présentée en façade du mur, permettant ainsi de relier entre elles plusieurs pierres de parement.
- ❖ **Les pierres de calage :** sont des modules servant à caler entre elles les autres pierres. Plates, en forme de coin ou de toute autre forme permettant une bonne stabilisation des

pierres à caler, elles sont généralement de petite taille : elles doivent cependant être très résistantes à la compression.

- ❖ **Le drain** : est constitué de débris ou de cailloutis de petit calibre, souvent les restes inutilisables issus du démontage d'anciens murs, qui servent au remplissage de l'arrière de l'ouvrage. Elles protègent le parement de l'envahissement progressif par les terres et jouent le rôle de premier filtre entre le talus et le mur, permettant ainsi l'écoulement des eaux de pluies. (Figure 1.5)



Figure 1.5 : écoulement des eaux pluviales à travers un mur en pierres (le drain)

- ❖ **Le couronnement (ou arasement)** : C'est le dernier lit de pierre posée sur le mur (Figure 1.6). Il a pour rôle de bloquer les petites pierres de la cime du mur et de prévenir ainsi contre la dégradation des parties supérieures de l'ouvrage qui pourraient se propager à l'ouvrage entier. On peut réaliser deux types de couronnement, selon les matériaux disponibles sur place, les pratiques locales et le type de mur :
 - Le couronnement par des pierres plus lourdes (difficiles à déloger) et plus longues (de sorte à relier les deux parements) posées à plat qui assure le nivellement du dernier rang, garantissant l'aspect fini du mur : on parle alors de couronnement à plat ;
 - Le couronnement par pierres de même taille posées en clavage : les pierres ne sont pas empilées en pression les unes sur les autres mais dressées et serrées les unes contre les autres sur leurs strates verticales. Cette solution est souvent utilisée pour empêcher le passage des animaux, qui ont peur de se coincer les pattes entre les pierres.



Figure 1.6 : Couronnement des murs en pierre sèche : en grosses pierres plates à gauche, en clavage à droite

Toutefois, les murs en maçonnerie de pierres, de par leur ancienneté et leur bonne intégration dans les sites montagneux, contribuent fortement à l'identité de ces paysages. Ils constituent de ce fait un élément important de notre patrimoine, et font même parfois partie de parcs nationaux. C'est pour cette raison que l'on continue à construire de nos jours ce type d'ouvrage, qu'il s'agisse d'ouvrages neufs pour lesquels on recherche une bonne intégration dans le site, ou de la reconstruction d'ouvrages de même nature qui se sont effondrés.

I.3 les murs de soutènement en béton armé ou murs cantilevers

I.3.1 Description

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés mur cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, (Figure 1.7). Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche (longrine) pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large.

Les murs de soutènement en béton armé sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes généralement), lorsqu'ils ne sont pas prévus pour maintenir un niveau d'eau à l'amont. Ils sont constitués de plots de 15 à 30 m de longueur (murs coulés en place). L'eau constitue un véritable danger pour la stabilité de l'ouvrage : l'évacuer est donc une priorité.

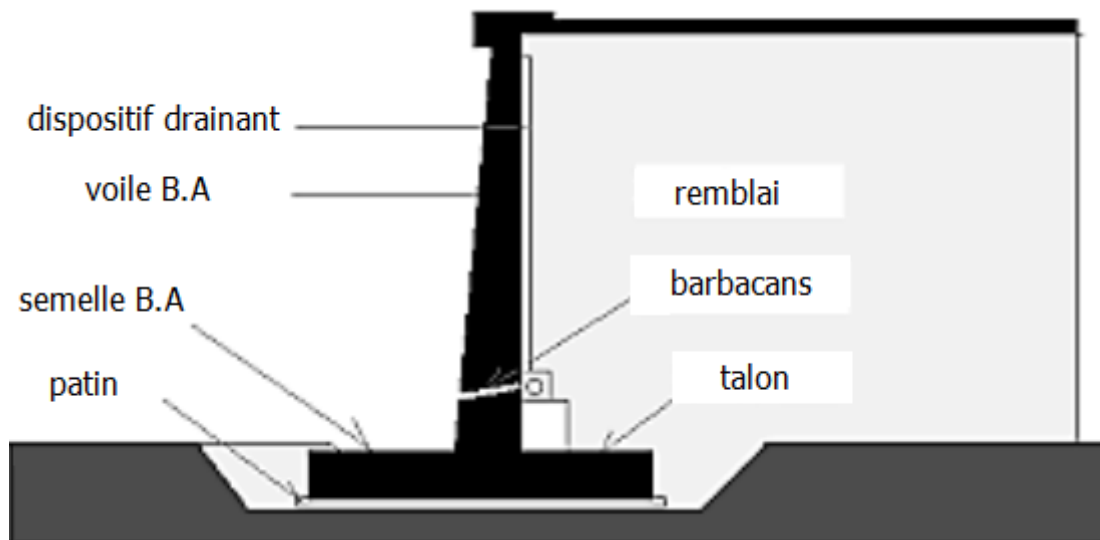


Figure 1.7 : éléments d'un mur en L

La paroi verticale des murs de soutènement en béton armé s'apparente à une voile (faible épaisseur par rapport à la hauteur) et contrairement aux murs poids, leur stabilité est obtenue en utilisant la réaction de la terre qu'ils soutiennent.

La forme de la semelle est particulière, son prolongement arrière est très important pour profiter au maximum des réactions. Suivant la hauteur du talus, le mur peut être simple, à contrefort intérieur ou à semelle intermédiaire. (Figure 1.8).

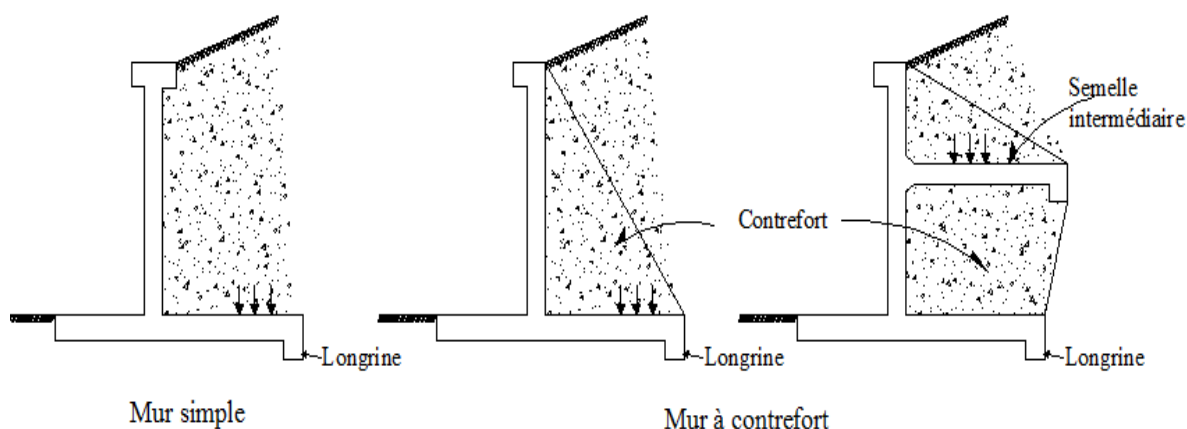


Figure 1.8 : Murs simple et à contrefort

Les variantes d'exécution, plus couramment employées lorsque la hauteur de l'ouvrage n'est pas trop importante, portent essentiellement sur le recours à la préfabrication. Celle-ci peut concerner le parement du voile (coffrage intégré à l'ouvrage définitif), le voile lui-même ou encore l'ensemble du mur, semelle comprise (pour les hauteurs qui n'excèdent pas 6 mètres).

I.3.2 Dimensionnement des murs de soutènement en béton armé

Le dimensionnement géométrique courant d'un mur de soutènement en béton armé est présenté sur (la Figure 1.9). Dans certains cas, les limitations d'emprise, généralement imposées par la présence de constructions ou de voies de circulation, peuvent conditionner la répartition entre patin et talon, et même parfois amener à supprimer l'une ou l'autre de ces parties de la semelle.

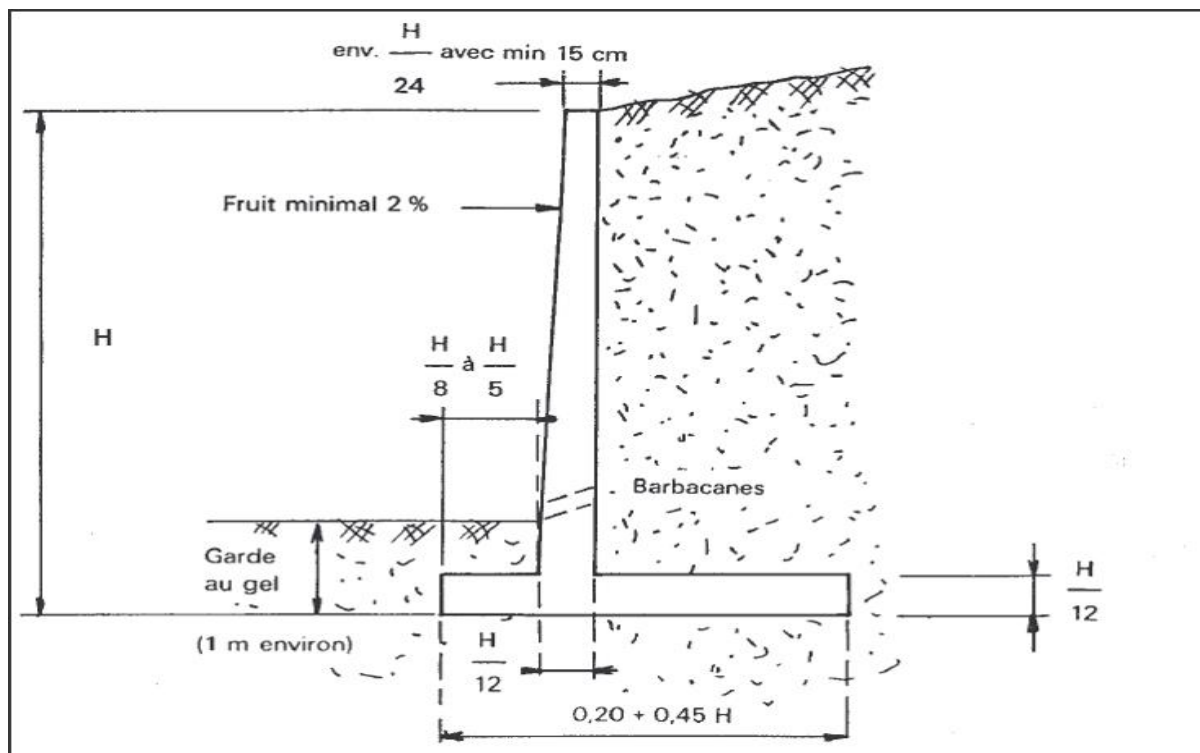


Figure 1.9 : Dimensionnement courant d'un mur en béton armé

I.3.3 Domaine d'emploi

Les murs en béton armé sont très probablement les types d'ouvrages de soutènement les plus couramment employés (Figure 1.10).

Ils sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, en site terrestre hors d'eau. L'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires.

Ces murs nécessitent en principe un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes, susceptible de faibles tassements (quelques centimètres au plus), dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.



Figures 1.10: Mur de soutènement en béton armé coulé en place

I.4 Les rideaux de palplanches

I.4.1 Description

a) Qu'est-ce qu'une palplanche ?

Largement utilisées dans les applications géotechniques, les palplanches sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur, leur longueur est en pratique limitée à 30 m.

b) Une idée simple

Imaginons que l'on veuille séparer un massif de sol en deux parties, pour isoler par exemple le lit d'une rivière de la berge (Figure 1.11) : un procédé intuitif consiste à venir enfoncer un rideau vertical dans le sol depuis la surface.



Figure 1.11 : Assemblage des palplanches

Comme on ne peut enfoncer la paroi simultanément sur toute sa longueur, celle-ci est découpée en éléments verticaux étroits à la manière de touches de pianos qui vont être mis en place l'un après l'autre comme illustré sur (la Figure 1.12). Ces éléments sont appelés des palplanches.

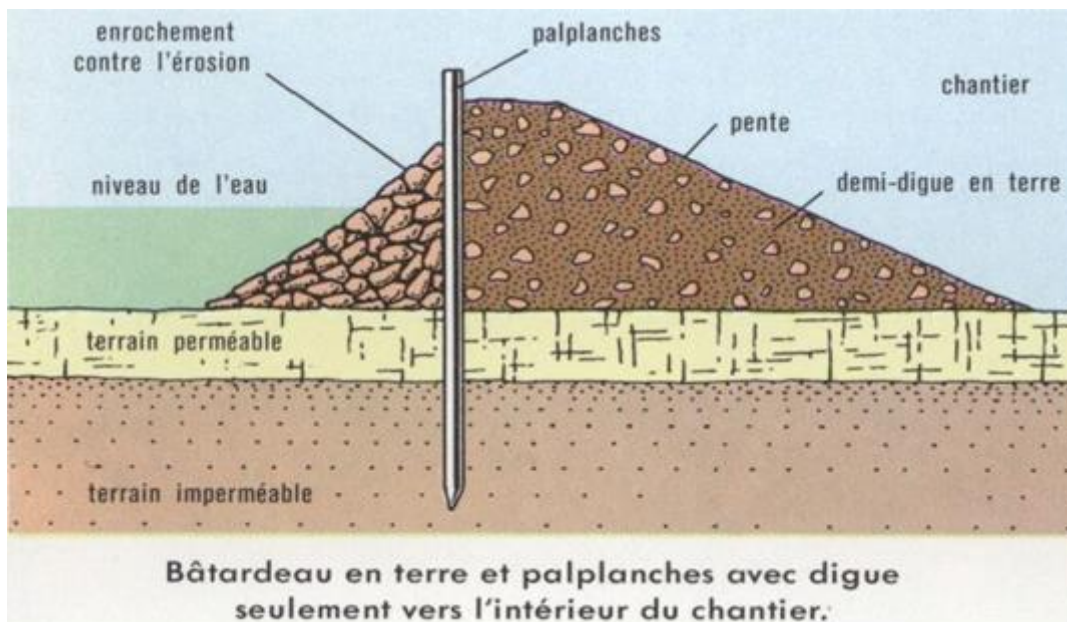


Figure 1.12: Schéma de principe d'un mur de Palplanches

Afin d'assurer la solidité de la paroi, un dispositif de solidarisation de chacune avec ses voisines a été conçu. Il s'agit d'une gorge appelée « serrure », présente sur toute la longueur

d'une palplanche et dans laquelle vient se glisser la « serrure » de la suivante comme le montre (la Figure 1.13).

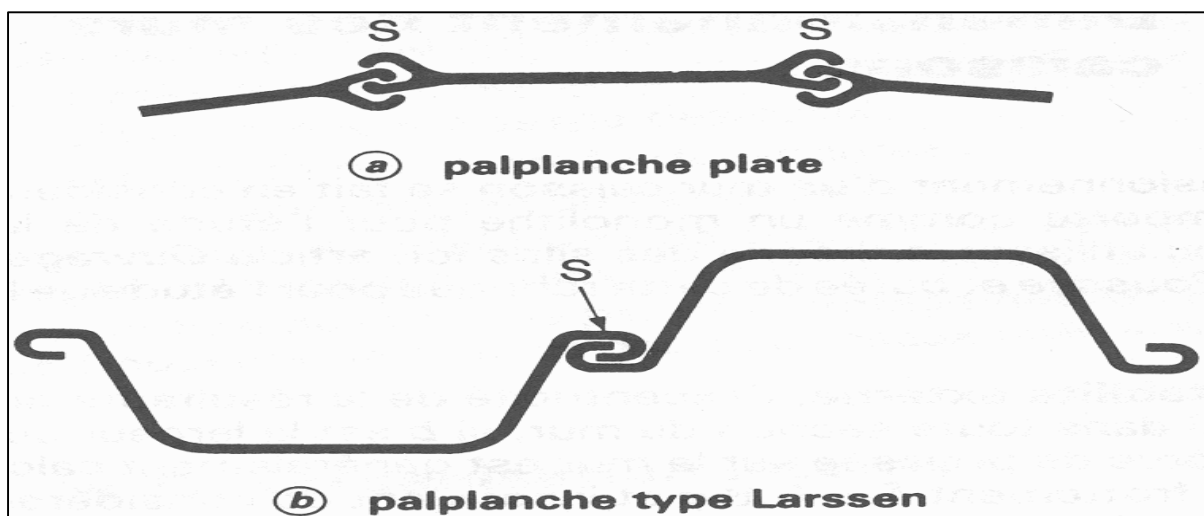


Figure 1.13 : Exemples de serrures de palplanches

I.4.2 Domaine d'emploi

Les palplanches sont utilisées pour de nombreuses applications (Figure 1.14), pouvant être soit temporaires, soit permanentes. On pourra par exemple citer :

- ❖ La construction de batardeau (enceinte fermée dans laquelle on construit une pile de pont).
- ❖ La réalisation de fondations.
- ❖ Le renforcement de berges (quais, protection contre l'érosion ou les crues).
- ❖ La stabilisation de pentes.
- ❖ Le creusement de tranchées.
- ❖ Le soutènement provisoire (fouilles).



Figure 1.14 : Domaine d'application des rideaux de palplanches

I.4.3 Caractéristiques des rideaux de palplanches

Il existe en pratique un éventail assez large de produits disponibles sur le marché (Figure 1.15), adaptés chacun aux différentes applications. La liste suivante répertorie les plus répandus :

- ❖ Les palplanches « en Z »
- ❖ Les palplanches « en U »
- ❖ Les palplanches plates
- ❖ Les rideaux de coffrage
- ❖ Les rideaux mixtes tubes palplanches
- ❖ Les rideaux mixtes HZ

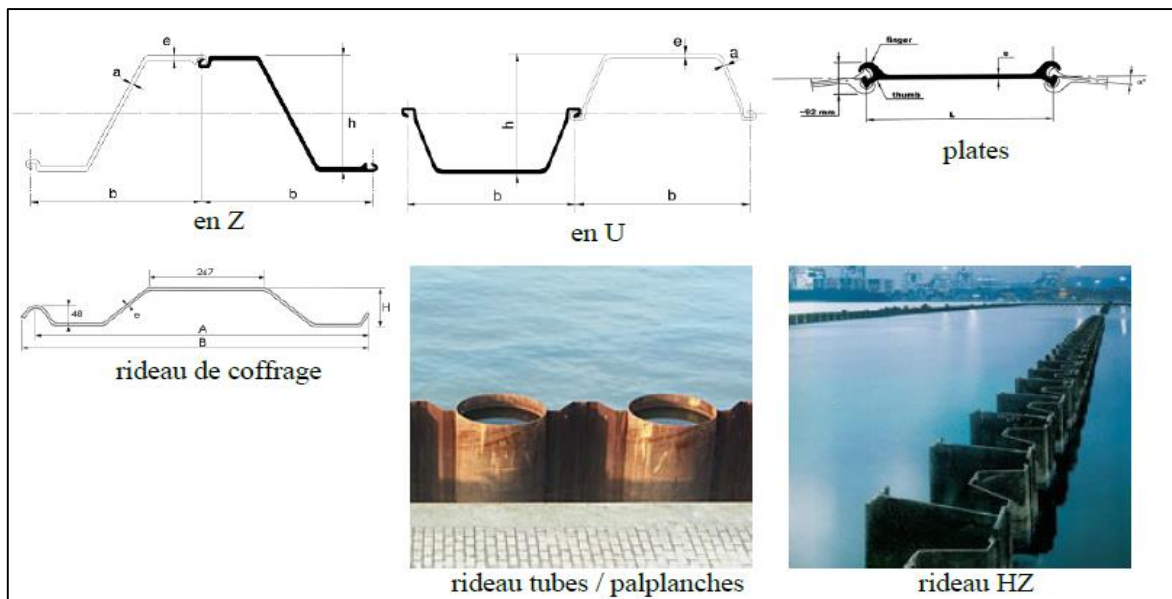


Figure 1.15 : Les différents types de palplanches

Les profils les plus couramment employés sont ceux en U et en Z, car ils présentent une grande inertie et sont donc adaptés aux applications de soutènement.

Les palplanches plates sont un profil à part présentant une faible inertie. Elles sont donc utilisées dans les cas où le mur est soumis à la traction. Pour un mur travaillant en flexion, on leur préférera des profils de plus forte inertie (en U par exemple).

I.4.4 Dimensionnement courant des palplanches

Pour les rideaux simplement encastés dans le sol, la hauteur libre (partie vue) est limitée par la flèche admissible en tête de l'ouvrage. Avec des palplanches courantes, cette hauteur n'excède généralement pas 3 à 4 mètres environ. Dans ces conditions, la hauteur de fiche du rideau (partie enterrée), qui dépend naturellement des qualités des terrains concernés, est souvent sensiblement égale à sa hauteur libre (Figure 1.16).

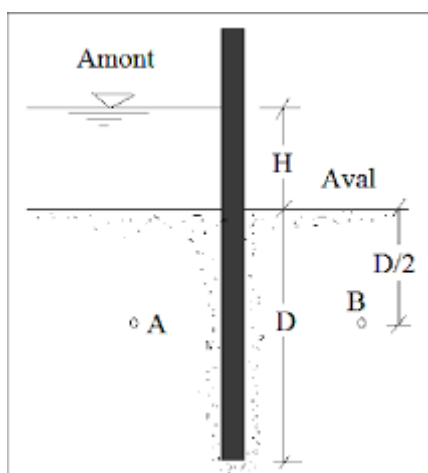


Figure 1.16 : Dimensionnement courant d'un rideau auto stable

Des hauteurs libres plus importantes peuvent être atteintes par combinaison de palplanches simples et de profilés spéciaux, qui permettent d'augmenter sensiblement l'inertie du rideau. Toutefois, pour les ouvrages routiers, il est généralement plus économique et mieux adapté (réduction des flèches) de concevoir une structure ancrée.

Pour les rideaux ancrés par un seul lit de tirants d'ancrage (cas très courant pour les ouvrages définitifs), celui-ci est généralement disposé en partie supérieure du rideau, à environ 0,5 à 2 mètres de la tête des palplanches. La hauteur de fiche est, quant à elle souvent comprise entre le tiers et les deux tiers de la hauteur libre de l'ouvrage (Figure 1.17).

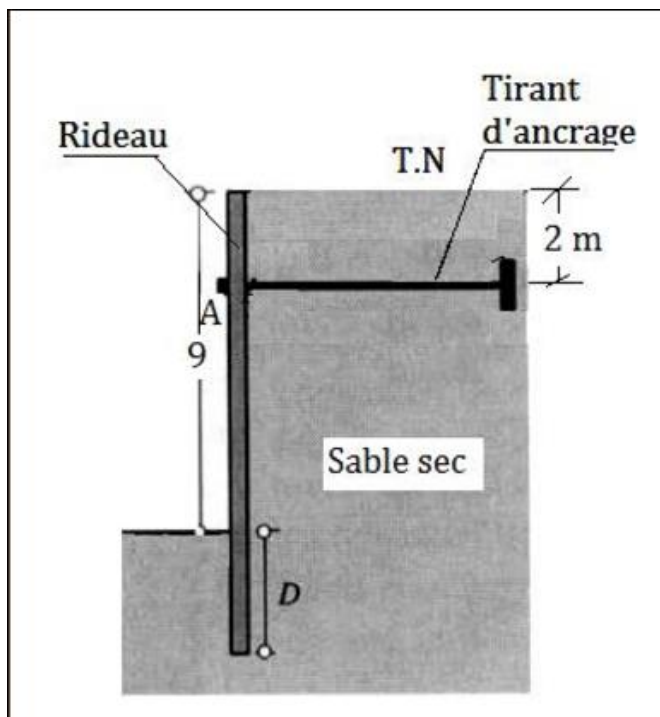


Figure 1.17 : Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants

Lorsque les rideaux sont ancrés par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, l'espacement entre lits, qui dépend naturellement de nombreux paramètres, est le plus souvent compris entre 3 et 6 mètres environ. La hauteur de fiche peut être très faible, par exemple s'il est prévu un lit de tirants en partie basse du rideau, mais en principe elle ne devrait pas être inférieure à 0,6 à 0,8 m environ (ouvrages définitifs), selon la nature des terrains, pour des raisons de stabilité vis-à-vis du renard solide ou même pour de simples raisons de construction.

La longueur des tirants d'ancrage dépend également de nombreux facteurs ; c'est un paramètre important dans la mesure notamment où elle délimite l'emprise de l'ouvrage.

I.4.5 Mise en œuvre des rideaux de palplanches

Il existe différentes méthodes pour enfoncer les palplanches :

a) Battage

Il s'agit de la méthode la plus directe : un poids est hissé le long d'un axe vertical avant d'être lâché (Figure 1.18). A la fin de sa chute, il percute la palplanche à qui il transmet une partie de son énergie : celle-ci est poussée dans le sol par coups.



Figure 1.18 : Machine de battage

b) Fonçage

Cette seconde méthode exploite la vibration de deux balourds tournant en sens inverse et en opposition de phase pour produire une vibration verticale transmise au sol à travers la palplanche (Figure 1.19).

On assiste à une perturbation locale du massif au contact de la celle-ci qui peut produire une liquéfaction ou un remoulage selon le type de sol. La progression de la plaque d'acier est alors facilitée et elle s'enfonce progressivement.

Les vibrations à basse fréquence étant les plus à même de se propager aux environs du chantier et d'entraîner des dommages aux bâtiments voisins, le fonçage se fait à haute fréquence (de l'ordre de 3000 tours/minute). Les ondes ainsi produites sont évanescentes dans le sol : elles ont un effet très localisé et s'atténuent rapidement et sans se propager, ne produisant qu'une perturbation locale du sol sans endommager le massif entier. Les machines les plus récentes permettent même de n'excentrer les balourds que lorsque la vitesse de rotation de travail est atteinte : ainsi dans les phases d'accélération et de décélération, les masses sont centrées et aucune vibration à basse fréquence n'est appliquée.



Figure 1.19 : Machine de fonçage en action

c) Mise en place par pression

Initialement développées pour éliminer le bruit d'impact de battage, les machines utilisant la pression sur les palplanches (Figure 1.20) ont également permis de supprimer les vibrations. Leur emploi requiert un sol possédant une bonne cohésion, ce qui exclue les sables. Le principe consiste à utiliser le frottement des palplanches précédemment installées comme réaction pour pousser la suivante. Une machine est ancrée à plusieurs palplanches déjà en place. Par l'intermédiaire de vérins hydrauliques, elle exerce un effort sur la palplanche à installer et la pousse dans le sol.

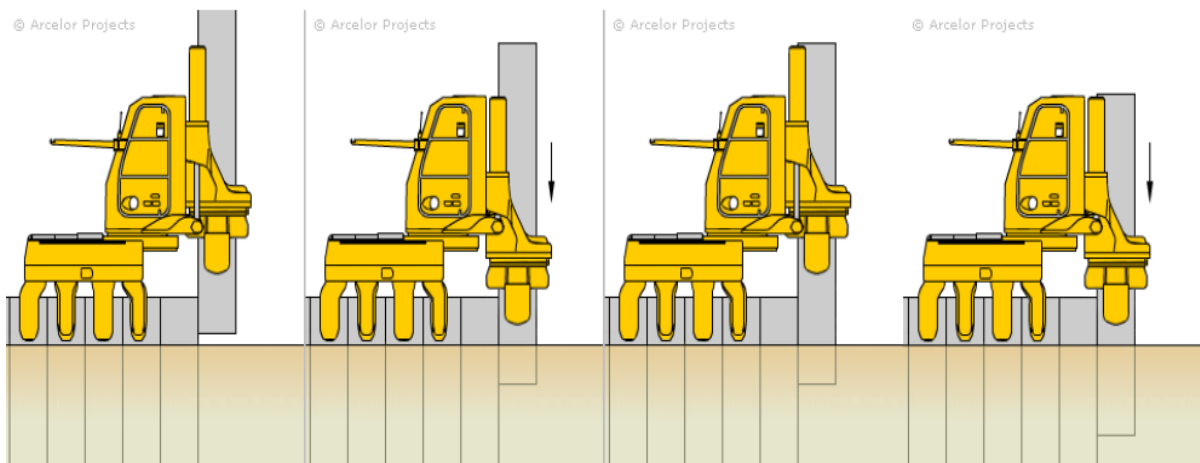


Figure 1.20 : Mise en place de palplanches par pression

I.5 Les parois moulées

I.5.1 Description

Une paroi moulée dans le sol est constituée d'une juxtaposition, le plus souvent dans un même plan, de panneaux verticaux en béton armé. Chacun des panneaux est réalisé par exécution préalable d'une tranchée dans le sol, mise en place d'une cage d'armatures dans celle-ci puis bétonnage, à l'aide d'un tube plongeur. En règle générale, les parois de la tranchée sont maintenues par une boue bentonitique le plus souvent depuis le début de la perforation de celle-ci jusqu'à la fin du bétonnage.

Ce type de soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante (Figure 1.21).



Figure 1.21 : Paroi moulée coulé en place

Toutefois, dès que la hauteur libre de l'ouvrage dépasse 6 à 8 mètres environ, ou que les contraintes relatives aux déplacements sont sévères, la paroi est alors ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage. Il s'agit en principe de tirants d'ancrage précontraints ; il peut s'agir également, dans certains cas, de butons (ouvrages provisoires ou parois de tranchées par exemple). La paroi est alors dite ancrée ou butonnée.

Les parois préfabriquées sont constituées, quant à elles, de panneaux préfabriqués en béton armé, descendus dans des excavations dans lesquelles ils sont scellés à l'aide généralement d'un coulis de ciment-bentonite (Figure 1.22). Celles-ci sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux. Les parois sont généralement ancrées ou butonnées.



Figure 1.22 : Mise en place d'une paroi préfabriquée

I.5.2 Principe de fonctionnement

Le terme de « parois moulées » est utilisé pour désigner : les voiles enterrés ; coulés dans le sol en se servant du terrain comme coffrage ; et en étayant le forage à la boue.

Après réalisation de la paroi, succède le terrassement sur l'un des côtés de la paroi.

La technique, existante depuis 1965, s'apparente aux pieux forés sous boue, ou plutôt aux barrettes coulées sous boue. Dans le cas de la paroi moulée, les voiles sont jointifs.

Naturellement plusieurs problèmes mécaniques sont à résoudre : stabilité du forage (utilisation de boue tyxotropique : la bentonite car le forage décomprime les terres) ; stabilité de la paroi lors de l'excavation des terres (mise en place de butons, tirants à l'avancement) ; la stabilité en phase définitive (laisser une fiche pour équilibrer la poussée des terres) (Figure 1.23).

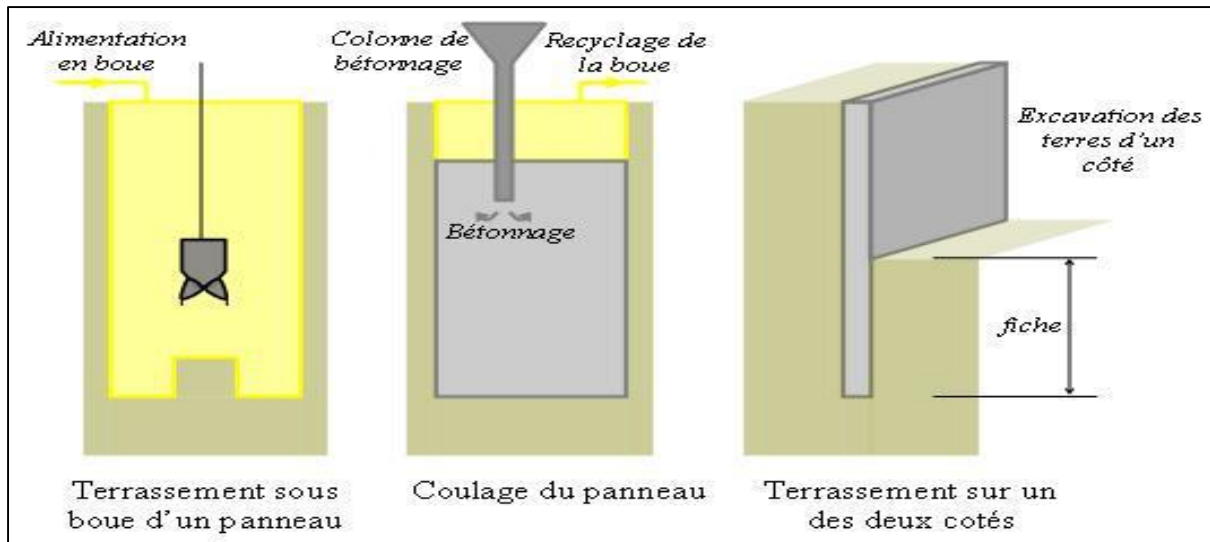


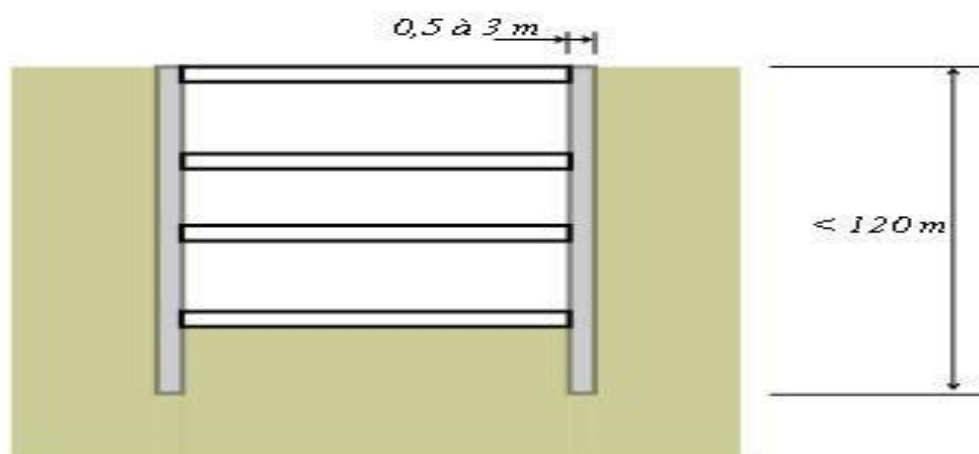
Figure 1.23 : Réalisation d'une paroi moulée

I.5.3 Dimensionnement des parois moulées

Une paroi moulée peut former des voiles plans ou courbes généralement armés. Les voiles sont réalisés par tranchées de 4 à 7 m de long (valeurs extrêmes : 3 à 20 m) (Figure 1.24). La longueur est un compromis entre :

- L'étanchéité (c'est à dire plus les panneaux sont de longueur faible, et plus le débit de fuite sera important) ;
- La quantité de béton (livraison possible de la centrale à béton) ;
- La tenue de la tranchée ;
- Les dimensions de la benne ;
- La maniabilité de la cage ;

L'épaisseur de voile obtenu varie entre 0,5 et 3 m (épaisseurs courantes entre 0,5 et 1,5m). On peut atteindre des profondeurs maximales de l'ordre de 120 m (selon l'outil de forage employé. Cependant, les parois moulées de profondeur supérieure à 50 m sont très rares).



Dimensions extrêmes

Figure 1.24 : Dimensionnement extrême des parois moulées

I.5.4 Domaine d'emploi

Elle peut être utilisée dans pratiquement tous les terrains, y compris les sols très raides, compacts, contenant éventuellement des blocs ou des horizons rocheux, et s'accommode aisément de la présence de nappes. Elle nécessite toutefois des précautions particulières dans certains terrains, et notamment dans les terrains ouverts ou susceptibles de comprendre des vides importants, en raison des risques de pertes de boue importantes et brutales.

La paroi moulée entre dans la constitution de nombreux ouvrages de bâtiment (parkings souterrains, sous-sols d'immeubles, ...) et de génie civil (ouvrages de soutènement isolés, soutènements de trémies et de tranchées, piédroits de tranchées couvertes, murs de quais, éléments de fondations profondes, blindages de fouilles pour la réalisation de fondations massives profondes d'ouvrages d'art, ...).

Dans le domaine des ouvrages de soutènement routiers, elle est particulièrement bien adaptée en site urbain (Figure 1.25), et d'une manière plus générale, là où des contraintes d'environnement (présence de constructions, voies de circulation qu'il est nécessaire de maintenir en exploitation, ...) posent de délicats problèmes d'emprise et de limitation des déplacements.



Figure 1.25 : Paroi moulée pour une construction urbaine

I.6 Les massifs en sol cloués (ouvrages de sol en place renforcé)

I.6.1 Description

Les massifs en sol cloué sont des massifs de soutènement réalisés en déblai, (par terrassement du sol en place), de haut en bas, par tranches (ou passes) successives. (La Figure 1.26) illustre le principe d'exécution de ce type d'ouvrage qui consiste généralement, à chaque phase de terrassement, à renforcer le sol en place par des barres passives (clous) disposées en lits peu inclinés par rapport à l'horizontale, puis à réaliser un parement, constitué le plus souvent d'un voile en béton projeté sur un treillis métallique.

Ce parement n'étant en général pas étanche ni conçu pour supporter, même localement, une pression d'eau, le massif en sol renforcé comprend un dispositif de drainage adéquat constitué notamment d'un système drainant débouchant sur un réseau de barbacanes et, si nécessaire, des drains subhorizontaux profonds. Le parement brut peut être revêtu d'un parement d'aspect en béton projeté ou coulé en place, ou constitué d'éléments préfabriqués.

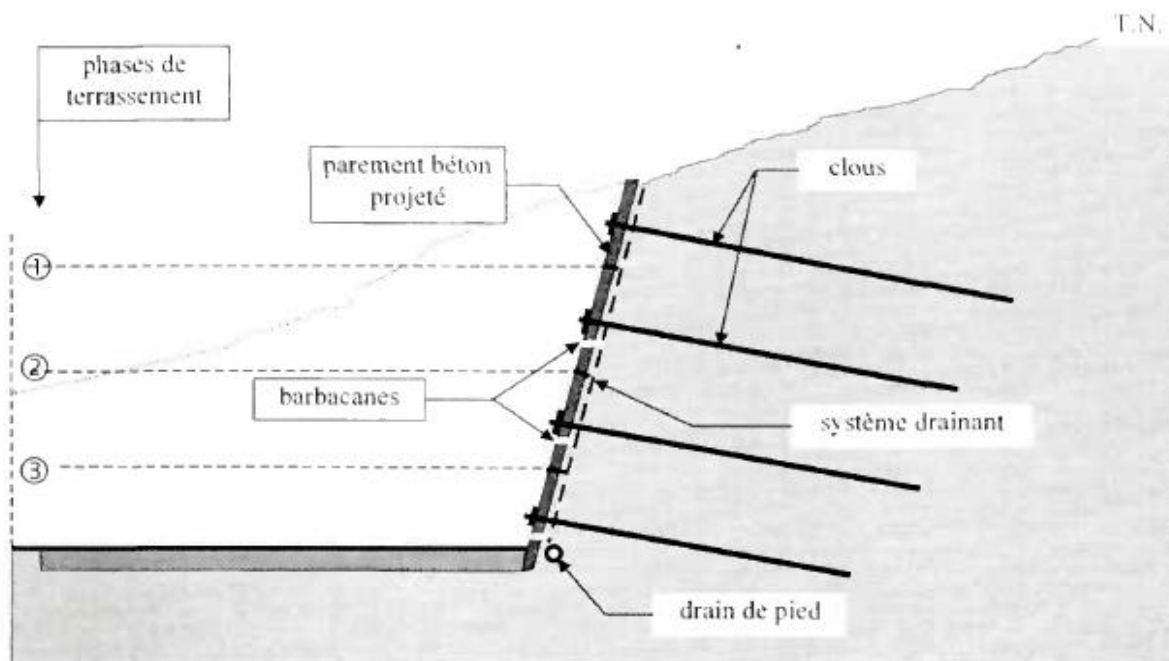


Figure 1.26 : Massif de sol en place renforcé par clouage

Les clous sont généralement constitués quant à eux d'une armature métallique scellée dans un forage à l'aide d'un coulis de ciment. Il peut s'agir aussi d'une barre ou d'un profilé mis en place par battage par exemple (Figure 1.27).

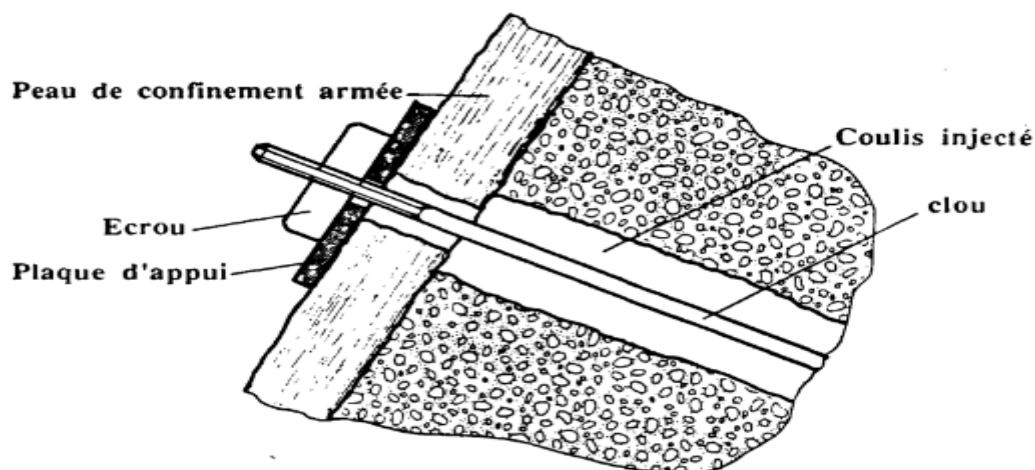


Figure 1.27 : Représentation schématique d'un clou

Cette technique de clouage des sols meubles a été utilisée pour la première fois en France en 1972-1973, pour la réalisation d'un ouvrage de soutènement provisoire.

Elle n'a connu cependant un réel essor que depuis la fin des années 80, et plus spécialement pour les ouvrages définitifs.

I.6.2 Dimensionnement courant des sols cloués

Le choix de la longueur, de l'inclinaison et de la répartition des clous dépend de nombreux facteurs et en particulier de la hauteur et de l'inclinaison du parement, de la pente du talus soutenu, du type de clou retenu, des qualités des terrains concernés et des contraintes d'environnement éventuelles.

Les massifs cloués comprennent toutefois un minimum de deux lits de clous, alignés ou disposés en quinconce. D'une manière générale, les clous scellés au coulis de ciment (disposition la plus courante pour les ouvrages définitifs) sont disposés selon une maille d'environ 1,5 m à 2 m en hauteur par 2 à 3 m en longueur (soit environ un clou pour 2,5 à 6 m² de parement). Leur longueur moyenne est souvent de l'ordre de 0,8 à 1,2 fois la hauteur du massif. La maille peut être beaucoup plus serrée pour des clous réalisés par battage environ 1 à 2 clous par m²), et leur longueur moyenne réduite de 0,5 à 0,7 fois la hauteur.

Pour des raisons d'efficacité, l'inclinaison des clous sur l'horizontale est faible, généralement voisine de 10 à 15°.

I.6.3 Domaine d'emploi

Cette technique est en principe possible dans la plupart des types de sols, en jouant si nécessaire sur certains paramètres tels que la longueur, l'inclinaison ou la densité des clous. Son utilisation peut toutefois s'avérer très délicate, déconseillée ou même impossible dans certains sols tels que par exemple des sables sans cohésion, des sables bouillants ou contenant des poches d'eau, des sols mous ou des sols très argileux dont la teneur en eau peut augmenter sensiblement après la construction, ou encore des sols gélifs ou agressifs vis-à-vis des éléments constitutifs.

CHAPITRE 01 : LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Le mode de fonctionnement même de ces ouvrages induit un déplacement, dont la valeur en tête peut atteindre quelques millièmes de la hauteur de l'ouvrage, ce qui peut limiter leur utilisation dans certaines conditions d'environnement, et notamment en site urbain. Cela d'autant que les dispositions particulières que l'on peut adopter pour limiter ces déplacements, comme par exemple la réalisation en tête d'une poutre ancrée par tirants d'ancrage précontraints, conduisent généralement à augmenter l'emprise de l'ouvrage.



Figure 1.28 : Massif cloué en site montagneux



CHAPITRE 02

LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENTS EN TERRE ARMÉE



Ce chapitre comprend :

1. Historique.
2. Définition du procédé Terre Armée.
3. Les éléments d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée.
4. Mise en œuvre des ouvrages en Terre Armée.
5. Avantages et domaine d'utilisation.
6. Autres ouvrages en Terre Armée.
7. Principe du procédé Terre Armée.

CHAPITRE 02 : LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

I.1 Historique

La terre armée a été inventée par Henri VIDAL, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint- Tropez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins ». Cette invention est une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage.

Les premiers ouvrages de soutènement en Terre armée ont vu le jour en 1965, avec la réalisation du premier mur à Pragnières (Pyrénées). Depuis cette technique s'est considérablement développée, mais aussi diversifiée avec notamment l'utilisation, plus récemment, d'éléments de renforcement synthétiques. L'utilisation de la Terre Armée s'est alors développée rapidement et dès le début des années 1970, de nombreux ouvrages de très grande taille étaient en service dans différents pays dans le monde (Les murs sur l'autoroute 39 en Californie, le mur du Peyronnet de 23 mètres de hauteur sur l'autoroute Nice-Menton, et l'échangeur Henri Bourassa à Québec au Canada).

II.2. Définition du procédé Terre Armée

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté qui représente la part la plus importante en volume et d'armatures (métalliques ou géo-synthétiques) liées à un parement (Figure 2.1).

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

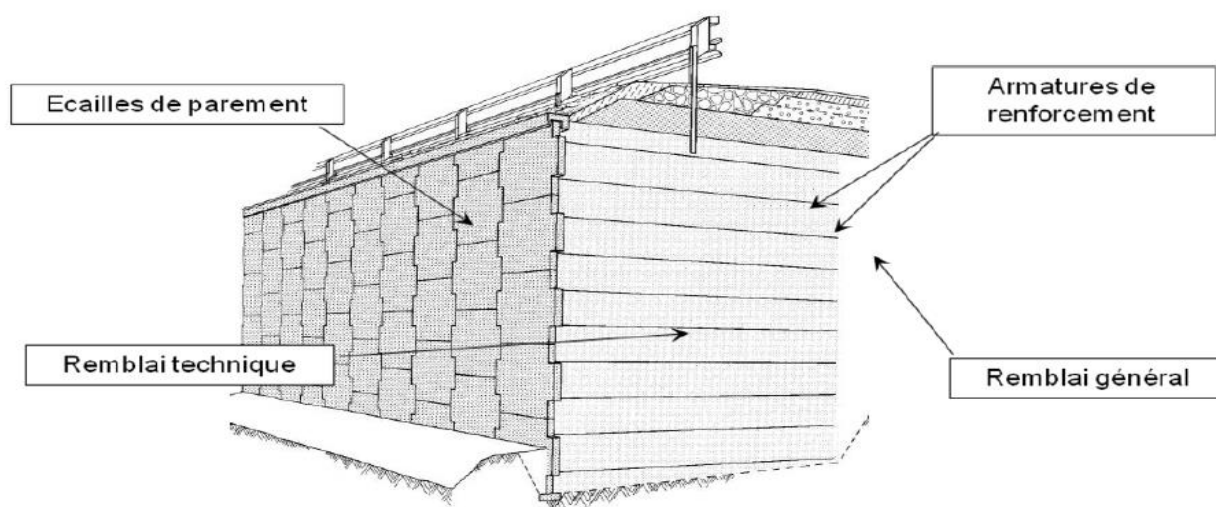


Figure 2.1 : Mur en Terre Armée

La construction de la Terre armée s'effectue en mettant le remblai en œuvre par couches successives compactées avec pose des lits d'armatures et des éléments du parement à l'avancement, c'est-à-dire en progressant vers le haut.

II.3. Les éléments d'un ouvrage de soutènement en terre armée

(La Figure 2.2) présente une coupe transversale détaillée d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée qui montre leurs différents éléments constitutifs. Chacun de ces éléments a une influence directe sur la stabilité de l'ouvrage et ses performances.

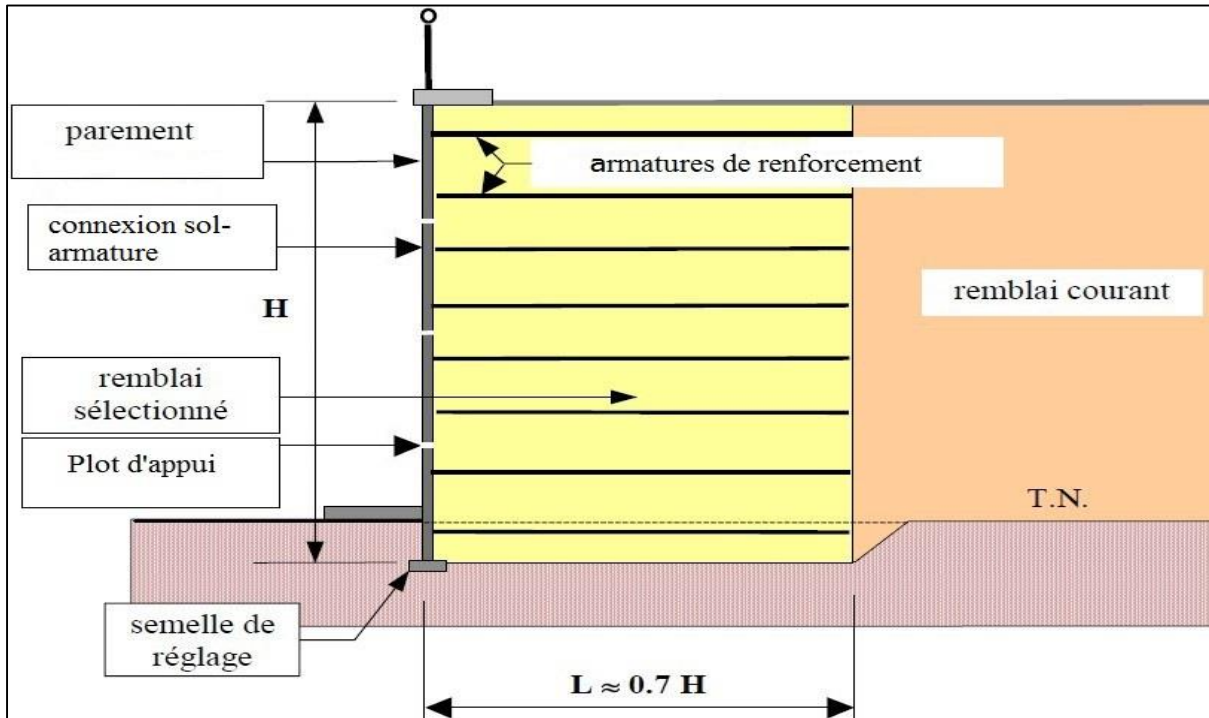


Figure 2.2 : Les éléments d'un mur en Terre Armée

II.3.1 Le matériau 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.

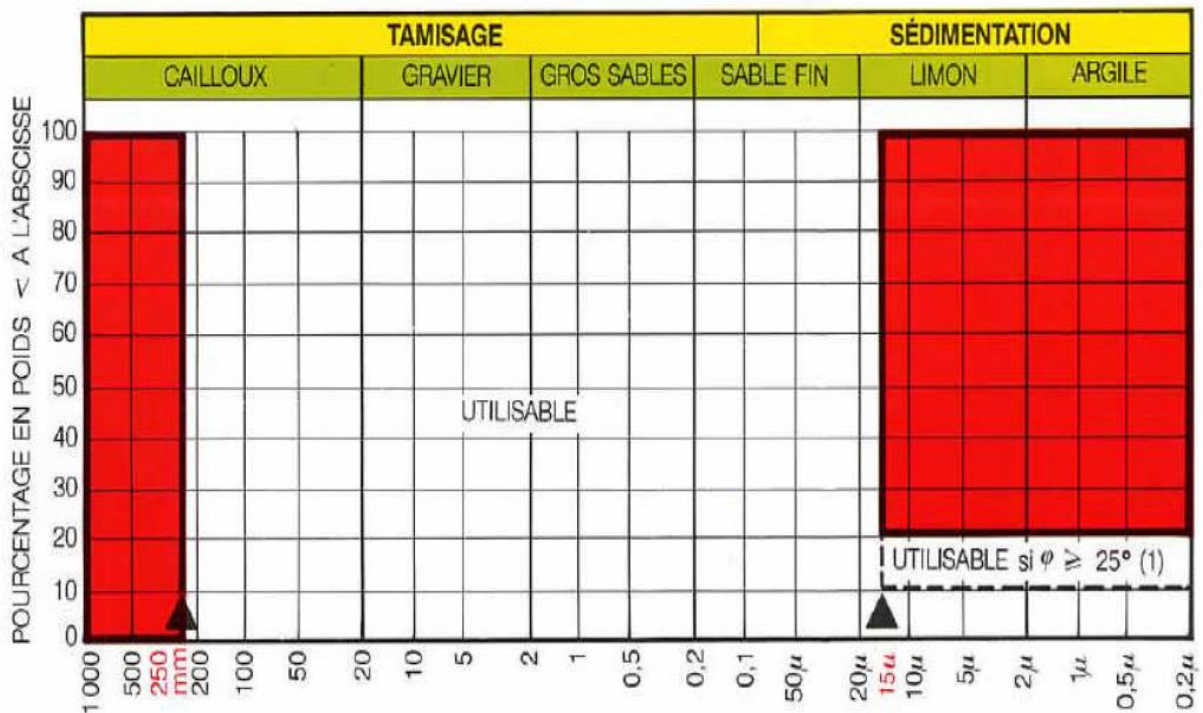
La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :

- D'une part des critères géotechniques (mécaniques) liés au frottement sol/armatures.
- D'autre part des critères chimiques et électrochimiques.

a) Critères géotechniques :

L'ensemble des recommandations (LCPC, SETRA, FHWA, etc...) indiquent des critères purement granulométriques (Figure 2.3) nécessaires pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes.

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à $80\mu\text{m}$ sont acceptés sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier, la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et la mesure de l'angle de frottement du sol ne sont pas nécessaires). Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60% et 10% du poids total).



(1) ϕ : Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide.

Figure 2.3: Caractéristiques mécaniques auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée

Tableau B.1 : critères granulométriques pour le choix d'un matériau de remblai ((LCPC-guide techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, suivie et diagnostic, 2003)

	≤ 15 %	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable				
	> 15 %	Passant à 15 µm	10 %	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable		
			10 % à 20 %	Armatures à haute adhérence	Angle de frottement interne ≥ 25° *	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable
Passant à 80 µm	> 15 %	Passant à 15 µm	10 % à 20 %		Angle de frottement interne < 25° *	Matériau inutilisable
				Armatures lisses	Angle de frottement sol-armature ≥ 22° *	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable
				Angle de frottement sol-armature < 22° *	Matériau inutilisable	
			> 20 %	Matériau inutilisable		

* La mesure de l'angle de frottement interne se fait par cisaillement direct à la boîte sur échantillon saturés et consolidés. L'essai diffère de l'essai classique par le mode de préparation des éprouvette (cf. mode opératoire décrit dans le guide SETRA/LCPC de 1979).

b) *Critères chimiques et électrochimiques :*

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcé avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol.

La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs : nature du sol, la résistivité, le pH, la teneur en sels solubles, la teneur en sulfures totaux.

C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures. Pour les armatures métalliques, les remblais doivent répondre aux critères présenté sur le tableau B.2

Tableau B.2 : critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai (LCPC- guide techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, suivie et diagnostic, 2003).

Critères	Ouvrages hors d'eau	Ouvrages en eau (douce)
Résistivité	> 1000 Ω .cm	> 3000 Ω .cm
pH	5 < pH < 10	5 < pH < 10
Teneurs en sels solubles : 1. Cl ⁻ 2. SO ₄ ⁻	≤ 200 mg/kg ≤ 1000 mg/kg	≤ 100 mg/kg ≤ 500 mg/kg
Teneur en sulfures totaux	< 300 mg/kg	< 100 mg/kg
Matières organiques (seuil exprimé en carbone)	< 100 p.p.m	< 100 p.p.m

Pour les armatures géo-synthétiques utilisées en Terre Armée, les critères suivants du remblai doivent être respectés :

- Pour les armatures synthétiques en fibres polyéthylène : $3 \leq \text{pH} \leq 9$
- Pour les armatures synthétiques en fibres en polyalcool de vinyle : $1 \leq \text{pH} \leq 13$

Pour les armatures métalliques des valeurs de : $5 \leq \text{pH} \leq 10$ sont adoptées.

II.3.2 Armatures de renforcement

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes :

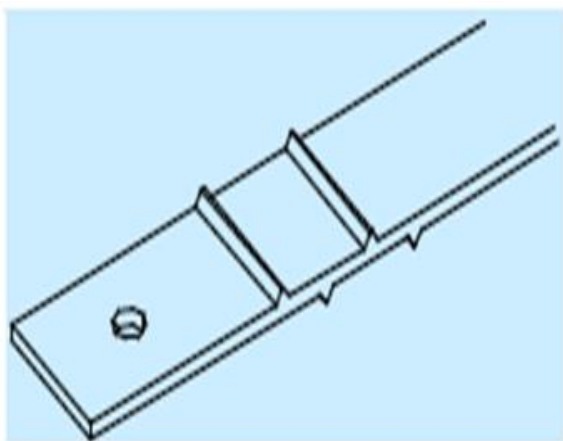
- Avoir une bonne résistance à la traction, et présenter peu de fluage,
- Avoir une faible déformabilité aux charges de service (de l'ordre de quelques %),
- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai,
- Être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau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

Depuis l'invention de la technique Terre Armée, plusieurs options d'armatures ont été développées en étroite collaboration avec des laboratoires de recherche et des universités dans le monde entier pour offrir des solutions plus sûres, plus durables, et plus respectueuses de l'environnement. Par cela on a pu distinguer 2 grandes familles d'armatures (les armatures métalliques, et les armatures géo-synthétique) :

II.3.2.1 Les armatures métalliques (acier doux galvanisé) :

a) Les armatures à haute adhérence : (ou armatures en acier HA) (Figure 2.4.a) présentent des nervures perpendiculaires à leur axe sur les deux faces et un trou de boulon à une extrémité pour la fixation au parement. C'est de loin l'armature la plus largement utilisée pour les structures en Terre Armée, avec plus de 40 millions de mètres carrés d'ouvrages construits dans le monde entier (société Terre Armée Internationale, The original, 2013). Ces armatures constituent la solution idéale pour des charges statiques et dynamiques élevées et le seul choix raisonnable pour les ouvrages sensibles, tels que les murs de très grande hauteur, et les culées de pont.

b) Les armatures à échelles en acier à haute adhérence : (échelles HA) (Figure 2.4.b) se composent de deux fers ronds parallèles soudés à une série de fers ronds transversaux. Une extrémité de l'échelle comporte une plaque plane soudée entre les fers ronds longitudinaux et munie d'un trou de boulon pour la fixation au parement. Les échelles HA ont une résistance à l'arrachement extrêmement élevée et représentent les armatures les plus avantageuses dans les ouvrages d'une hauteur maximale de 6 mètres.



a) armatures en acier HA



b) armatures échelles HA

Figure 2.4 : Armatures en acier galvanisé

II. 3.2.2 Les armatures géo-synthétiques :

Les matériaux de renforcement géo-synthétiques sont des matériaux polymères haute performance dont le constituant principal est généralement du polypropylène (PP), polyéthylène haute densité (PEHD) ou du polyester (PET). Ce type d'armatures constitue une solution efficace lorsque les caractéristiques chimiques du remblai sélectionné ou les conditions environnementales ne sont pas adaptées à l'utilisation d'acier galvanisé.

Le renforcement en géo-synthétique pour les ouvrages en Terre Armée peut être classé en deux catégories : les géotextiles, et les géogrilles.

Les géotextiles ont une forme de feuille qui ont l'apparence d'un textile (Figure : 2.5-a). Les géogrilles (Figure 2.5-b) sont généralement des matières plastiques (polymères peu dégradables) et plus rarement métalliques.

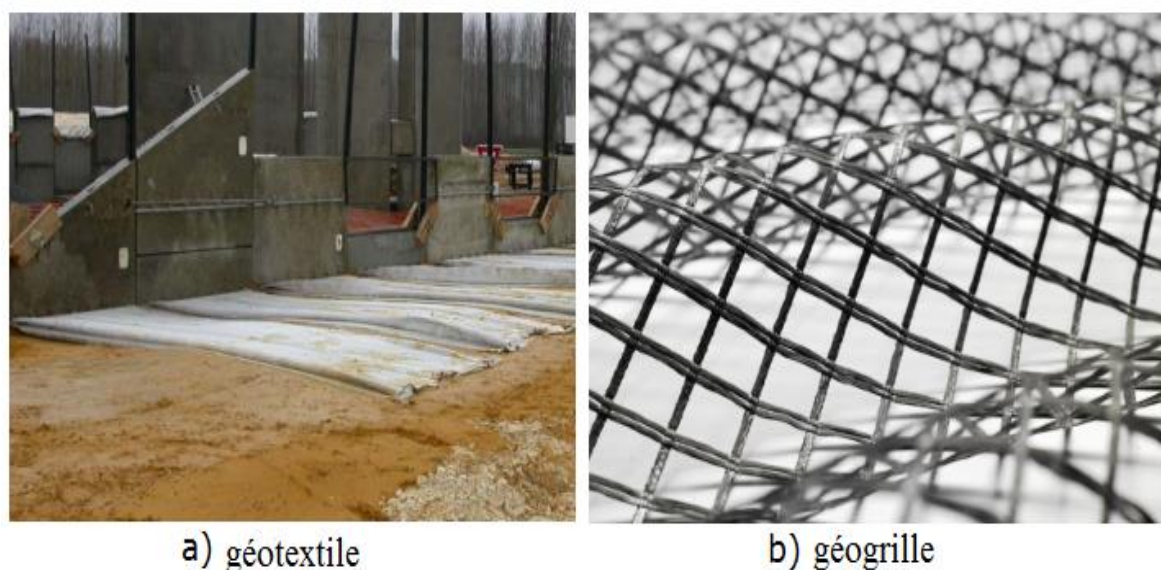


Figure 2.5 : Armatures géo-synthétique

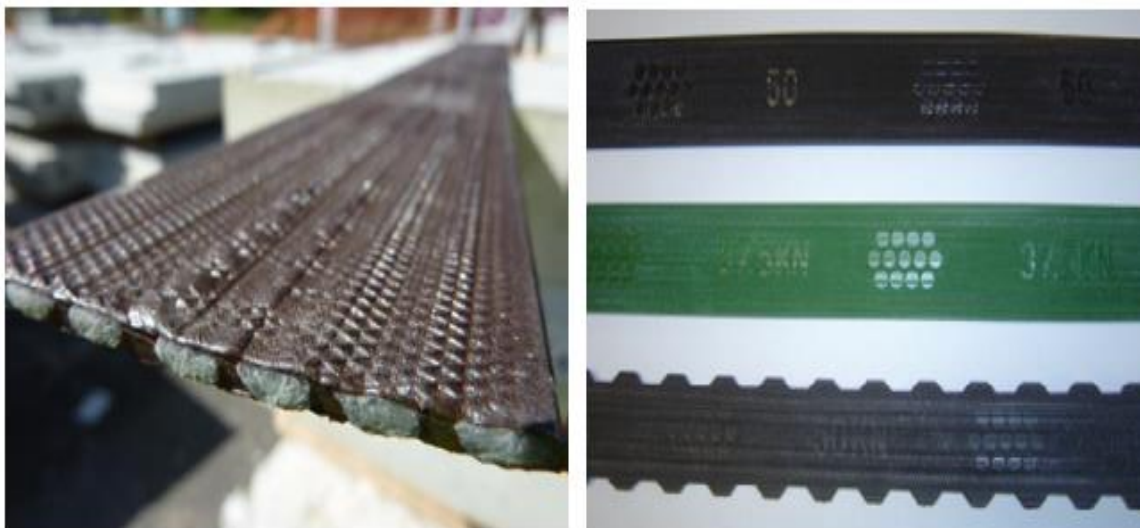
Le groupe Freyssinet de la société Terre Armée Internationale (TAI) en 1998, avait commercialisé un système concurrent, le Freyssisol (anciennement appelé Websol), utilisant un renforcement sous forme de bandes géo-synthétiques de (90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur). Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité ou de polyalcool de vinyle protégées par une gaine en polyéthylène basse densité. Dans ce contexte on peut citer :

a) Les armatures GeoStrap : (Figure 2.6.a)

Ces armatures sont constituées de fibres de polyester à haute ténacité contenues dans une gaine en polyéthylène. Ce type d'armature est particulièrement indiqué lorsque les ouvrages en Terre Armée sont affectés par la présence de chlorures ou de sulfates ou lorsque la valeur de pH est faible (milieu acide).

b) Les armatures EcoStrap : (Figure 2.6.b)

Ils sont constitués de fibres de polyalcool de vinyle contenues dans une gaine en polyéthylène, et sont parfaitement adaptées aux valeurs de pH élevées (milieu basique) rencontrées lorsque l'on utilise du béton recyclé ou des sols stabilisés à la chaux (ou au ciment) comme remblai armé.



a) armatures de type GeoStrap

b) armatures de type EcoStrap

Figure 2.6 : Armatures géo-synthétiques de la société Terre Armée Internationale

Le renforcement des sols par des armatures géo-synthétiques offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion.

Remarque :

Il existe d'autres types d'armatures tels que les armatures en alliage d'aluminium et les armatures en acier inoxydable, ces derniers ont été rapidement abandonnés suite à des effondrements d'ouvrages mettant en évidence un comportement anormal vis-à-vis de la corrosion.

II.3.3 Le parement (peau)

Ils sont utilisés pour maintenir le sol en place à la face du mur mais ils ne jouent pas un rôle de soutènement. Leurs fonctions sont :

- La protection du massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle ;
- L'évitement des ruptures locales affectées le remblai ;
- D'un point de vue purement esthétique l'amélioration de l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écailles).

Dans les premiers temps, l'équipement de base du parement était un cylindre métallique à section semi-elliptique (Figure 2.7), très déformable et stable vis-à-vis des poussées exercées par le sol de remblai.

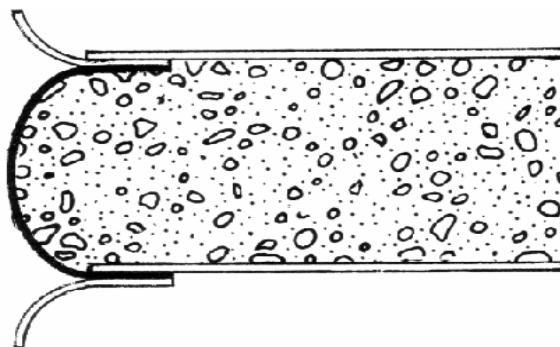


Figure 2.7 : Paremment métallique à section semi-elliptique

Le parement métallique a été rapidement remplacé en 1970 par un parement constitué d'écailles préfabriqués en béton armé ou non. L'écaille standard est cruciforme (Figure 2.8), de $1,50\text{m} \times 1,50\text{m}$. Son épaisseur varie entre 14 et 26 cm.



Figure 2.8: Écaille cruciforme standard préfabriquée en béton

Trois types d'écailles en béton sont aujourd'hui couramment utilisées : les types A4, C4 et C6 (leurs caractéristiques sont données en annexe C). Ces trois types dépendent principalement du mode d'armement de l'écaille. Pour un mur courant d'une hauteur de 10m, on utilise en général :

- l'écaille de type A4 non armée pour la partie supérieure du mur (sur 6m).
- l'écaille de type C4 ou C6 armée pour la partie inférieure du mur (sur 4m).

Lors de leur mise en place, elles sont imbriquées les unes dans les autres par un système de goujons verticaux destinés à faciliter le montage et à assurer la continuité de la pose. L'ensemble donne au parement une flexibilité verticale.

Les possibilités de rotation autour des goujons permettent de réaliser des murs courbes avec des écailles standard. La forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des écailles peuvent être modifiées pour donner des aspects architecturaux différents pour chaque mur.

Il convient de citer également qu'il existe d'autre type de parement qui diffère de ceux d'écrits précédemment :

Ce sont Les Panneaux en treillis soudé associés à des armatures en acier (Figure 2.9) (système TerraTrel), qui permet de donner un aspect minéral ou végétal au parement. Ils sont utilisés pour un grand nombre d'applications permanentes ou provisoires. Cette solution est idéale et économique pour des ouvrages situés dans des zones difficiles d'accès.



Figure 2.9 : Parement de type TerraTrel

II.3.4 Les éléments secondaires de la Terre Armée

a. Plots d'appuis :

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés. Ils sont insérés entre deux écailles successives d'une même colonne afin de procurer un espacement suffisant et d'éviter ainsi d'avoir des points de contact béton contre béton, pouvant créer des épaufrures. Ils assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de la Terre Armée.

b. Semelle de réglage :

C'est une semelle en béton non armé utilisée pour garantir un niveau de planéité approprié pour placer la première rangée d'écailles.

c. Connexion parements/armatures :

La connexion entre les armatures et les panneaux en béton préfabriqué est une caractéristique essentielle des systèmes en Terre Armée. La connexion éprouvée « TA Classique » (Figure 2.11.b) est utilisée avec des armatures en acier et des échelles haute adhérence HA qui sont raccordées à des amorces galvanisées incorporées dans les panneaux de parement et fixées par un écrou à haute résistance.

La connexion écaille / armature géo-synthétique est assurée selon les normes en vigueur et consiste, suivant le principe d'une tringle à rideaux, à enfiler alternativement une barre Ø32 dans le géo-synthétique puis dans les étriers ancrés dans les écailles (Figure 2.10).

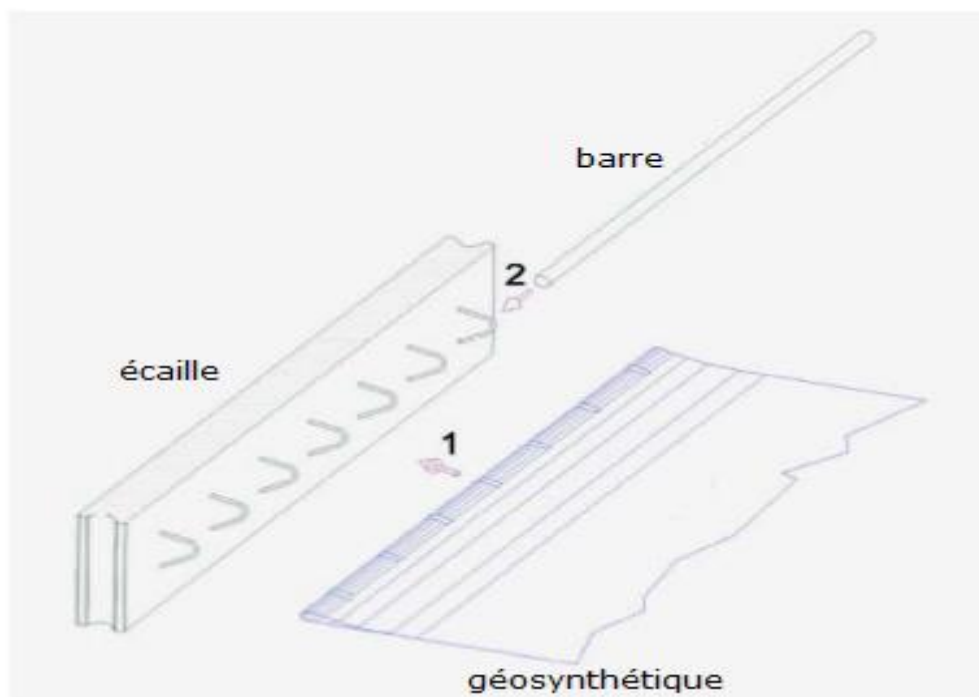


Figure 2.10 : Principe d'assemblage des écailles et des armatures géo-synthétiques (CFG, 2006)

Le système GeoMega (figure 2.11.a) est une connexion entièrement synthétique scellée dans le panneau de parement en béton lors de sa préfabrication. Associée aux armatures GeoStrap et EcoStrap développé par le groupe Freyssinet de la société Terre Armée International (TAI).



Figure 2.11 : Systèmes de connexion entre panneaux et armatures

II.4 Mise en œuvre des ouvrages en terre armée

La construction d'un ouvrage en Terre Armée implique le respect de conditions de mise en œuvre spécifiques (cf. norme NF EN-14475), exécution des travaux géotechniques spéciaux - Remblais renforcés) :

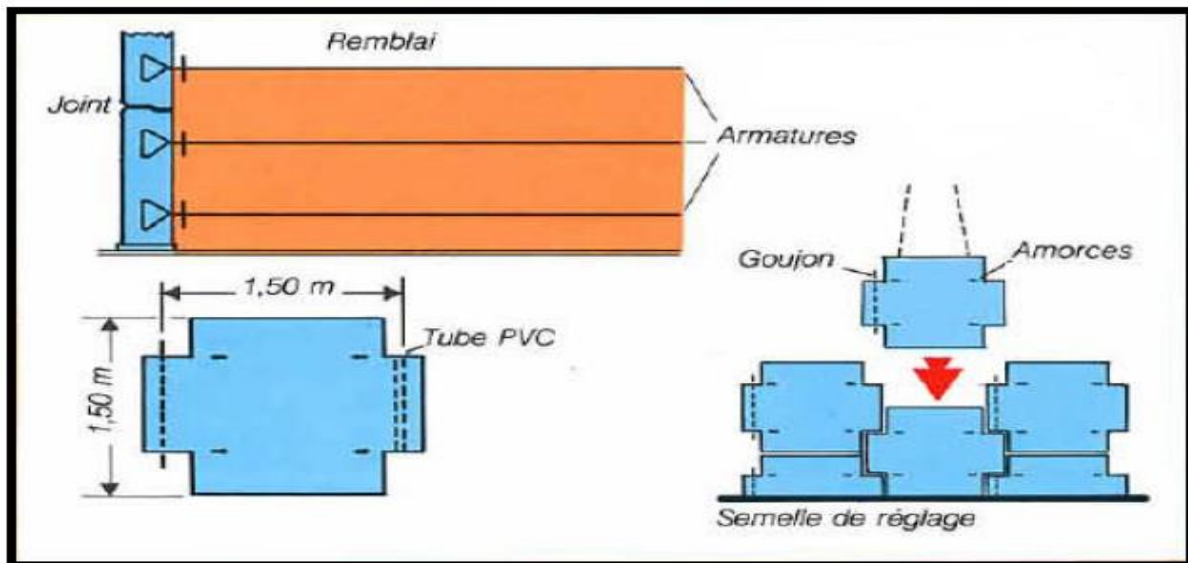


Figure 2.12 : Schéma de principe de mise en œuvre d'un mur en terre armée.

La construction d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée comporte les phases suivantes :

II.4.1 Montage des panneaux de parement

Préparation de l'assise de l'ouvrage suivie par coulage en place d'une longrine de réglage en béton sur laquelle est ensuite posée la première rangée de panneaux en béton (Figure 2.13). Avant la mise en place du sol et des armatures, la première rangée de panneaux est maintenue par des cales et des serre-joints.



Figure 2.13 : Mise en place des écaillés de parement

II.4.2 Mise en place des armatures

Mise en place du premier lit d'armatures attachées aux écaillés (Figure 2.14) par l'intermédiaire du système de connexion. Elles sont mises en place sur la couche de remblai compacté et sont reliées aux panneaux de parement par boulonnage dans le cas d'armatures en acier ou sont enfilées dans des gaines scellées dans le parement dans le cas d'armatures géo-synthétiques.



Figure 2.14 : Mise en place des armatures

II.4.3 Remblayage et compactage

Le remblai est placé en couches successives et compacté avec l'équipement adéquat (Figure 2.15), Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des panneaux pour ne pas nuire à leur verticalité. Le taux de compactage en tout point de l'ouvrage en Terre Armée doit être égal à 95 % de l'optimum Proctor normal, comme pour les remblais routiers suivant les règles du GTR 2000).



Figure 2.15 : Remblayage et compactage

II.5 Avantages et domaine d'utilisation

L'utilisation de la Terre Armée présente plusieurs avantages, à savoir :

- **Résistance** : La résistance et la stabilité de l'ouvrage composite procurent une importante capacité portante.
- **Fiabilité** : La durabilité des matériaux utilisés a été maintes fois documentée et la sécurité des ouvrages est inégalée.
- **Résilience** : L'interaction entre le remblai et les armatures permet une absorption efficace des vibrations, telles que celles générées par les trains lourds et les trains à

grande vitesse, les équipements industriels ou les explosions, offre une résistance exceptionnelle aux tremblements de terre.

- **Flexibilité** : La modularité du parement et les dispositifs de construction spécifiques permettent aux ouvrages d'accepter un tassement total et différentiel important sur des sols de fondations médiocres.
- **Empreinte écologique limitée** : Utilisant moins de matériaux, et générant moins de CO₂ que les solutions conventionnelles, la technique de la Terre Armée réduit l'impact de la construction sur l'environnement.
- **Réduction des coûts** : La facilité et la rapidité de construction ainsi que l'économie sur les matériaux et un entretien limité sont des avantages significatifs pour la réduction du coût total.
- **Esthétique** : Par leur variété, les parements peuvent répondre à toutes les exigences architecturales (Figure 2.16).

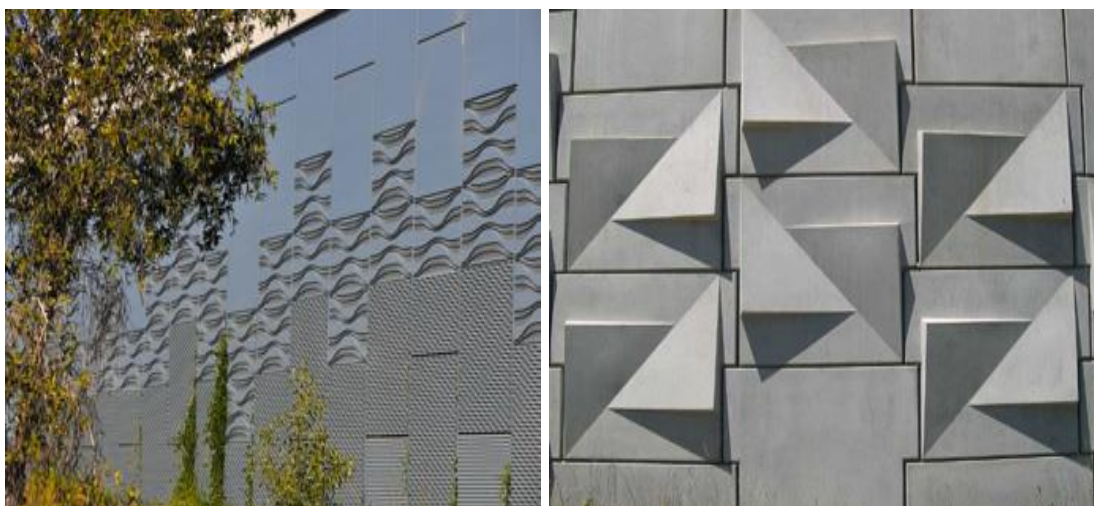


Figure 2.16 : variété architecturale des parements (brochure de la société TAI, The original 2013)

Remarque : La principale limitation à l'utilisation de la Terre Armée est la qualité du remblai, qui doit être frottant.

Tous ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie Civil (Figure 2.17) :

a. Ouvrages routiers

La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et les sites urbains (Par exemple : les murs sous chaussées, simples ou étagés - les culées porteuses - les culées mixtes -les murs de rampes...).

b. Ouvrages ferroviaires

Ils sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie que celle utilisée pour les routes. Toutefois, la conception est adaptée pour répondre aux exigences strictes liées aux charges lourdes et à la sécurité,

notamment pour les lignes à grande vitesse et les voies supportant un trafic important. Par leur nature, les ouvrages en Terre Armée absorbent parfaitement les vibrations induites par le passage des trains et sont conçues pour encaisser de lourdes charges ainsi que les décélérations et vibrations associées.

c. Ouvrages hydrauliques

De nombreux ouvrages hydrauliques en Terre Armée ont été construits dans le monde entier, notamment des murs de soutènement de routes côtières ou en bordure de fleuves, (des murs de quai, des digues, des barrages...). La technique Terre Armée offre des avantages spécifiques en matière d'ouvrages hydrauliques :

- Résistance à des pressions d'eau très importantes générées par les vagues, les marées, les tempêtes, la glace, les inondations et les vidanges rapides ;
- Résistance aux chocs et aux collisions a Gamme étendue d'armatures adaptées aux environnements agressifs (eau de mer ou saumâtre, produits chimiques, ...) ;
- Rapidité de construction des ouvrages sur sol sec ou exposé à l'action des marées.

d. Industrie et énergie

Dès le départ, la Terre Armée a été utilisée pour résoudre a des problèmes de construction dans le secteur industriel et énergétique. Depuis lors, des solutions efficaces pour les applications de manutention, de stockage et de protection ont été développées et mises en œuvre.

Les ouvrages en Terre Armée utilisés dans le secteur industriel et énergétique possèdent des caractéristiques uniques, notamment :

- Aptitude à supporter les charges (équipements lourds et machines).
- Résistance aux vibrations (concassage et criblage).
- Résistance exceptionnelle aux variations thermiques (incendies accidentels).
- Capacité d'absorption des chocs (explosions, impacts).



a- Ouvrages routiers



b- Ouvrages ferroviaires



c- Ouvrages hydrauliques



d- Ouvrages industriels et énergétiques

Figure 2.17 : Domaine d'utilisation de la Terre Armée

II.6. Autres ouvrages en Terre Armée

En dehors des ouvrages de soutènement qui font l'objet du présent document, les ouvrages en Terre Armée, peuvent être utilisés comme :

- Merlons de protection ;
- Murs inclinés ;
- Réservoirs et bassins de rétention ;
- Barrages déversant.

II.7. Principe du procédé Terre Armée

Comme il a été indiqué ci-dessus, la terre armée est formée par l'association de terres et d'armatures, ces dernières étant le plus souvent des éléments linéaires (bandes métalliques ou géo-synthétiques) susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Généralement les armatures sont distribuées dans le massif en terre armée de telle sorte que l'on puisse considérer le matériau terre armée pratiquement homogène. Cependant les armatures ne sont placées que dans les directions où la terre est la plus sollicitée en traction et pour des raisons de mise en œuvre, il s'agit le plus souvent de directions horizontales et uniformes pour tout le massif (Figure 2.18).



Figure 2.18: Disposition des armatures de renforcement

L'association de couches de remblai et d'armatures génère un frottement aux points de contacts entre les deux éléments. Il en résulte une liaison permanente et un matériau de construction unique.

Le frottement entre le sol et l'armature est le phénomène essentiel dans le principe et le fonctionnement de la terre armée, c'est pourquoi il nécessite que le matériau de remblai utilisé ait un bon frottement interne, ce qui écarte a priori l'utilisation de sols comme les argiles.

Toutes les mesures faites sur des modèles réduits ou sur des ouvrages réels concordent pour montrer que dans une armature de terre armée, la force de traction varie d'un bout à l'autre de l'armature. Aux extrémités libres des armatures, cette force de traction est bien sûre nulle, mais elle n'est pas maximale sur le parement de l'ouvrage auquel sont fixées les armatures. L'équilibre local d'une armature montre que les variations de la force de traction entraînent des efforts de cisaillement sur les faces de l'armature (figure 2.19).

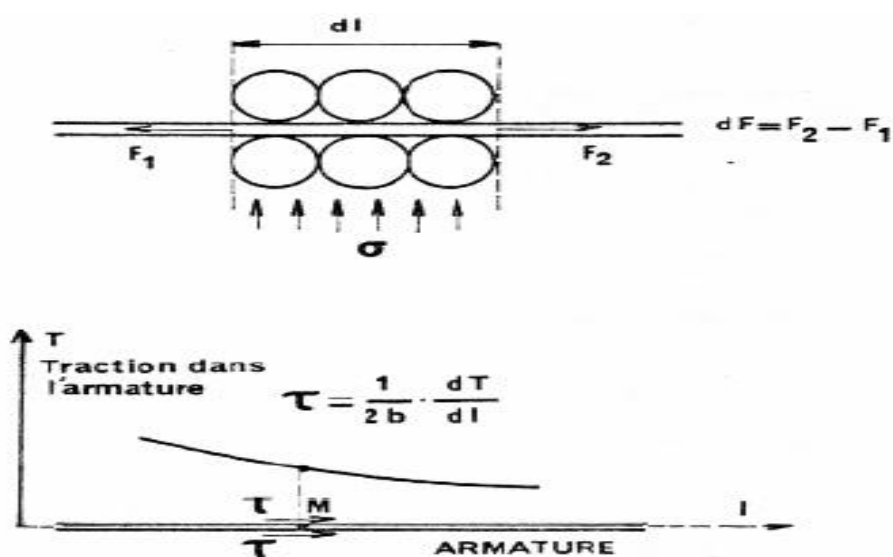


Figure 2.19 : Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement exercée par le sol sur l'armature



CHAPITRE 03

FONCTIONNEMENT ET DURABILITÉ DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE



Ce chapitre comprend :

1. Introduction.
2. Fonctionnement externe des ouvrages en Terre Armée.
3. Fonctionnement interne des ouvrages en Terre Armée.
4. Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée.
5. Durabilité des ouvrages en Terre Armée.
6. Réparation des ouvrages existants.
7. Performance des ouvrages en Terre Armée vis-à-vis des séismes.

**CHAPITRE 03 : FONCTIONNEMENT ET DURABILITÉ DES OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE**

III.1. Introduction

Comme il a été mentionné dans le chapitre précédent, le fonctionnement de la terre armée, matériau composite, repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre la terre et les armatures. Depuis l'invention de la Terre Armée, ce mécanisme de fonctionnement a fait l'objet de nombreuses recherches et études en modèles réduits, d'expérimentations d'ouvrages en vraie grandeur, d'essais de laboratoires (essai d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. 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.

III.2. Fonctionnement externe des ouvrages en Terre Armée

Les résultats des études expérimentales et numériques ont montré que dans le cas des renforcements métalliques, un mur en Terre Armée se comporte comme un massif cohérent et souple.

Le mur en Terre Armée transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son propre poids et aux effets des surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent. La contrainte de référence appliquée à la base est nommée σ_v et est calculée par la formule de Meyerhof (Figure 3.1), selon la Norme (NF P 94-270 – 2009).

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e}$$

Avec : $e = \frac{M}{R_v}$

R_v : résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif ;

L : longueur du mur correspondant à celle des armatures ;

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement (norme : NF P 94-220).

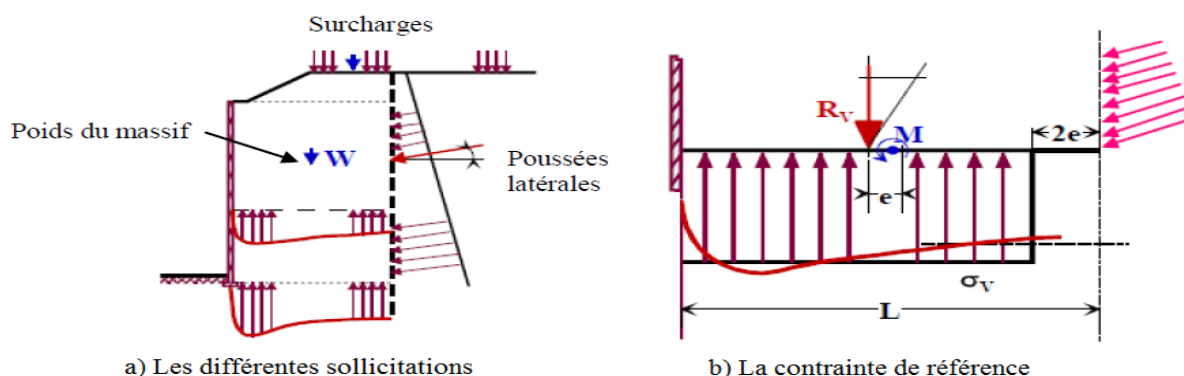


Figure 3.1 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en TA

III.3 Fonctionnement interne des ouvrages en Terre Armée

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en Terre Armée, a montré qu'un effort de traction maximum T_m est mesuré sur un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur.

L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones (Figure 3.2) :

- Zone **active** située près du parement dans laquelle la contrainte tangentielle (de cisaillement) exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement.
- Zone **résistante** « ou zone passive » dans laquelle la contrainte tangentielle est dirigée vers l'intérieur et le sol a tendance à retenir les armatures.

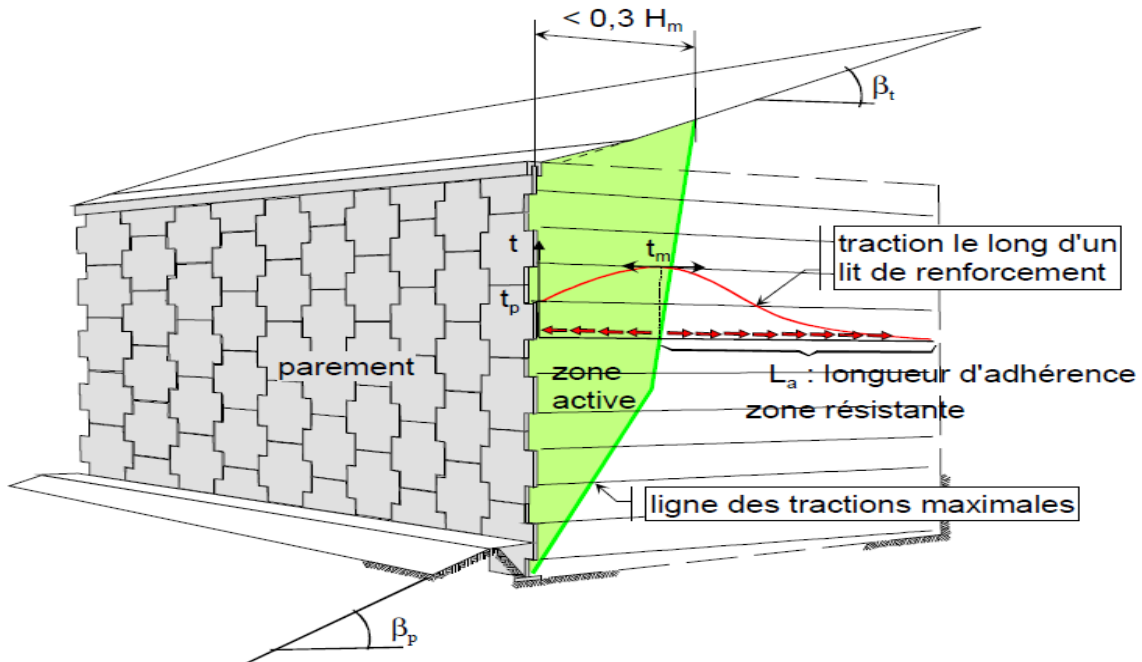


Figure 3.2: Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée (Reiffsteck, 2007)

La contrainte de cisaillement τ exercée par le sol sur chaque face de l'armature a pour expression :

$$\tau = \frac{dT}{dl} \times \frac{1}{2b}$$

Avec : T : traction dans l'armature ;

l : abscisse du point considéré sur l'armature ;

b : largeur de l'armature.

C'est en assurant une liaison mécanique entre zone active et zone résistante que les armatures permettent au mur en Terre Armée de fonctionner.

III.4. Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée

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.

III.4.1. Ruptures dues à la Stabilité interne

Les premiers essais sur la terre armée (Schlosser, Ursat, 1977) ont été réalisés à l'appareil « triaxial » sur des échantillons cylindriques de sable renforcé par des disques d'aluminium. Ces essais ont permis de mettre en évidence essentiellement les trois modes de rupture interne mentionnés ci-dessous :

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

a. 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.

b. 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.

III.4.2. Ruptures dues à la Stabilité 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 (renversement). Il fait appel aux phénomènes et aux théories classiques de la mécanique des sols.

III.5. Durabilité des ouvrages en Terre Armée

La durabilité des ouvrages en terre armée dépend principalement de la résistance de leurs armatures à la corrosion qui, suivant le type de métal, peut être uniforme (un amincissement régulier et lent de l'armature) ou localisé (des piqûres pouvant provoquer la perforation des armatures sur des surfaces plus ou moins importantes).

Aujourd'hui la durabilité de l'acier ne pose plus de problèmes. Les mécanismes de corrosion sont connus, les techniques de protection ont été adaptées, la cinétique des phénomènes a été déterminée dans une grande variété de milieux, en laboratoire, et in situ sur de très longues périodes.

Pour tenir compte de la corrosion des armatures dans le dimensionnement des ouvrages en terre armée, le concepteur applique des règles simples adaptées à la fois au site et à la durée de service souhaitée. L'entrepreneur vérifie de son côté que le remblai qu'il utilise est bien conforme aux critères qui sont définies au (chapitre 2) qui définissent les sols usuels pour lesquels ces règles ont été établies.

III.6. Réparation des ouvrages existants

Les défauts et désordres observés sur les ouvrages de soutènement en Terre Armée résultent de plusieurs origines (mauvaise conception, sous dimensionnement de l'ouvrage, mauvaise exécution, etc...). Néanmoins, le souci majeur concerne le phénomène de la corrosion des armatures.

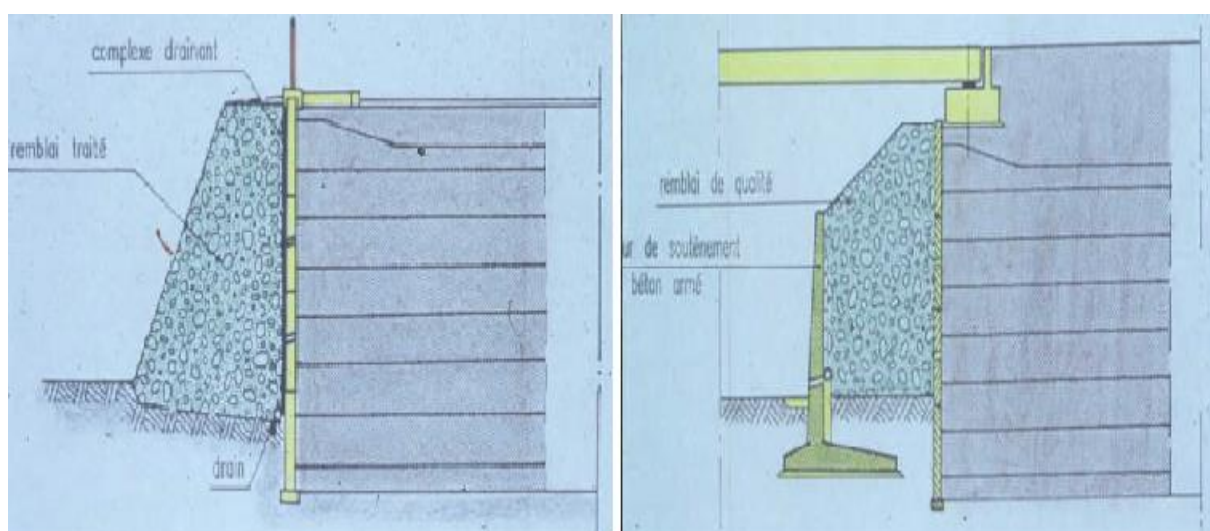
En effet, dans les années 1970, il avait été constaté de nombreux cas d'ouvrages pour lesquels le phénomène de corrosion des armatures mettait en cause la stabilité de l'ouvrage.

Aujourd'hui encore, les ouvrages construits il y a environ 30 ans doivent faire l'objet d'une surveillance particulière.

Il existe diverses solutions qui permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage lorsque ce dernier est trop affecté. Le mode de réparation dépend de l'espace dont on dispose devant le mur. Si on dispose d'un espace important, on peut renforcer le mur par un remblai de butée (Figure 3.3-a), ou bien par un deuxième mur de soutènement (Figure 3.3-b).

Si par contre l'espace devant le mur à réparer est relativement réduit (bordure de route, ...), la solution la plus appropriée consiste à clouer les écailles avec des croisillons (Figure 3.4).

Remarque : Les écailles dégradés ou détérioré (chocs de véhicules, agressions physico-chimiques...), peuvent être remplacés.



a) renforcement par un remblai de butée

b) renforcement par un mur de soutènement

Figure 3.3 : Schéma de renforcement des murs de soutènement en Terre Armée (ISBTP-conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006)



Figure 3.4 : Renforcement par clouage des murs en Terre Armée

III.7. Performance des ouvrages de soutènement en Terre Armée vis-à-vis des séismes

Les ouvrages en terre armée présentent toutes les propriétés de construction parasismiques (ils sont constitués de matériaux qui résistent à la traction ou au cisaillement, leurs éléments sont étroitement solidaires et constituent des systèmes continus...). Cela explique la faveur dont elles bénéficient dans les régions exposées aux tremblements de terre et leur excellent comportement chaque fois qu'elles en ont effectivement subi les effets.

Le comportement de la terre armée face aux sollicitations d'origine sismique a fait (et fait toujours) l'objet d'études relativement poussées. Cependant, l'auscultation des ouvrages qui ont réellement subi des tremblements de terre est essentielle car elle constitue la seule véritable confirmation, en vraie grandeur, que leur conception et leur dimensionnement sont satisfaisant.

Citons par exemple le tremblement de terre de Gémona du 6 mai 1976 de magnitude 6.4, suite auquel la ville a été détruite à 50%. Trois ouvrages en terre armée avaient été construits dans cette ville un ou deux ans auparavant. Aucun de ces ouvrages n'avait été à l'époque calculé en fonction d'un séisme éventuel. Et pourtant aucun n'a montré non plus de signe de désordre après ce tremblement de terre.

Ou bien le tremblement de terre de San Francisco du 17 octobre 1989, de magnitude 7,1. Ce séisme a pris naissance à 15 km de profondeur et il a provoqué des dégâts jusqu'à 110 km de distance. Dans toute la région touchée, on a dénombré et inspecté 20 murs en terre armée, répartis sur 9 sites et représentant une surface totale de parement de 20500 m². Aucun n'a subi le moindre dommage (Figure 3.5).

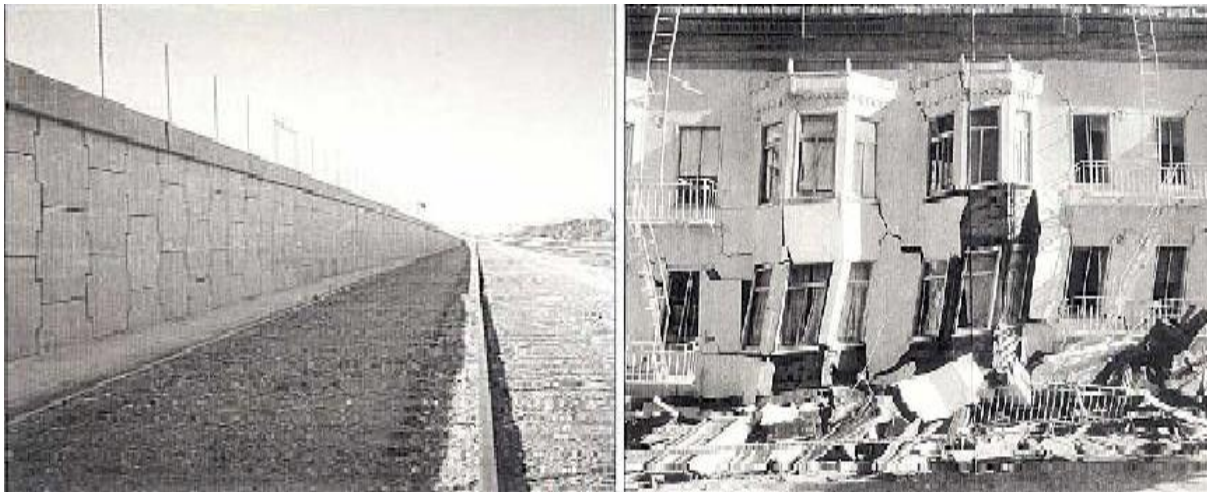


Figure 3.5 : Photos d'un mur en terre armée lors du séisme de San Francisco et d'une maison sérieusement endommagée.

Ces quelques exemples permettent d'illustrer la bonne résistance de la terre armée aux effets des vibrations, aussi bien répétées qu'accidentelles. De nombreux autres séismes auraient pu être cités : en Mexique le 19 septembre 1985 (magnitude 8), en Turquie à Izmit le 17 août 1999 (magnitude 7,4),

Partout, l'excellent comportement de la terre armée a confirmé l'adaptation du matériau, comme la sécurité de la conception et du dimensionnement des ouvrages.



CHAPITRE 04

CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE



Ce chapitre comprend :

1. Introduction.
2. Dispositions constructives générales (pré dimensionnement).
3. Dimensionnement des murs en Terre Armée « AASHTO ».
4. Stabilité interne.
5. Stabilité externe.
6. Stabilité global.
7. Analyse des déplacements des murs en Terre armée.
8. Vérification de la stabilité des murs en Terre Armée sous actions sismiques « AASHTO ».

IV.1 Introduction

Les principales données nécessaires pour la conception des ouvrages en terre armée, et leur dimensionnement sont classé ci-dessous :

- Site d'implantation des ouvrages (hors d'eau, immergés en eau douce, sites maritimes ou agressifs),
- Durée de service (provisoire = 5 ans, temporaire = 30 ans, permanent = 70 ans),
- Classification des ouvrages (ouvrages simples (inférieur à 3 m en parement vertical), ouvrages courants, ouvrages sensibles),
- Données du projet (données géométriques, données géotechniques, données climatiques, actions, phases de construction, matériaux).

IV.2 Dispositions constructives générales (pré dimensionnement)

IV. 2.1 Fiche

Une profondeur d'encastrement, D (figure 4.1), est habituellement exigée en raison du risque de défaillance locale à proximité du revêtement, de la profondeur du gel et du risque d'affouillement ou de l'érosion à proximité du revêtement. Des valeurs minimales (présentées dans le tableau D.1) de la profondeur D ont été recommandées pour les ouvrages en Terre Armée (AASHTO, 2017).

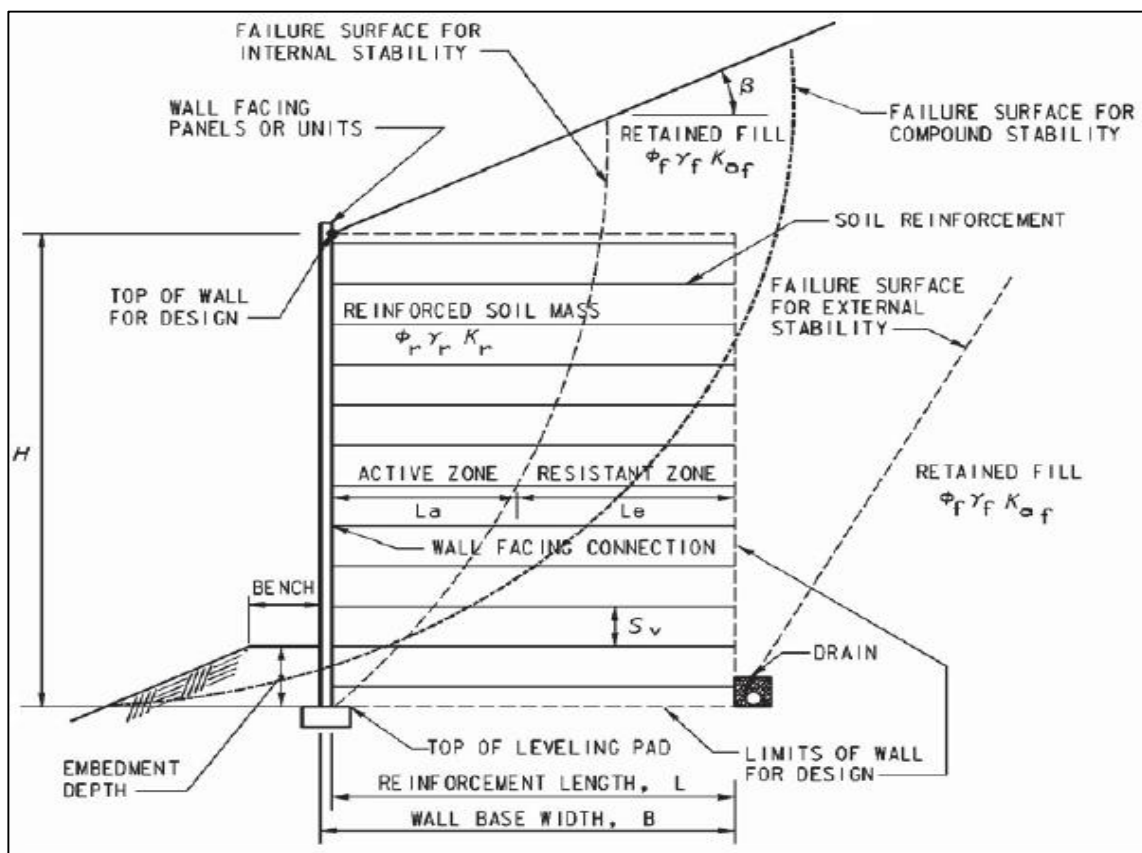


Figure 4.1 : Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017)

Tableau D.1 : Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017)

Pente en face de la structure		Fiche minimale
Horizontal	Murs	$H/20.0$
	Culée de pont	$H/10.0$
$3.0H:1.0V$	Murs	$H/10.0$
$2.0H:1.0V$	Murs	$H/7.0$
$1.5H:1.0V$	Murs	$H/5.0$

Remarque :

Dans le cas particulier de fondations résistantes, cette fiche peut être diminuée (rocher franc ou béton, $D_m = 0$).

IV.2.2 Espacement des lits de renforcement

Le tableau ci-dessous précise l'espacement relatif maximal S_v/H_m des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique H_m :

Tableau D.2 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m (ISBTP-conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006)

L_{inf}/H_m	S_v/H_m
$L_{inf}/H_m \leq 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H_m \leq 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H_m \leq 0,75$	$\leq 1/4,5$
$0,75 < L_{inf}/H_m$	-

IV.2.3 Longueur des lits de renforcement

La longueur L du renforcement est prise égale au moins à $0.7H$, (H étant la hauteur du parement). Cette longueur doit enfin être augmentée en cas de surcharges sur le sol amont ou en présence d'un sol mou sous la fondation.

$$L_{min} = 0.7 H \tag{4.1}$$

La longueur des différents lits de renforcement est fixée par le respect des conditions de stabilités externe et interne et par des considérations géométriques visant à conserver à la section du massif armé l'aspect d'un bloc de forme régulière.

IV.2.4 Dispositif de drainage

Le drainage dans un mur en terre armée est un problème particulièrement important. S'il est négligé, il peut conduire, à long terme, à des désordres graves pouvant entraîner la ruine de l'ouvrage. Il influence à la fois sur la stabilité interne et sur la stabilité externe du mur.

On peut dire qu'il est important que le massif en terre armée ne se sature pas d'eau. En effet si cela se produit, les tractions dans les armatures augmentent par suite des pressions interstitielles et des caractéristiques mécaniques du remblai deviennent plus faibles (C' , ϕ). A l'arrière du mur, la force de poussée exercée augmente également et les pressions interstitielles diminuent la sécurité vis-à-vis d'un glissement général.

La peau n'étant pas étanche, un tel phénomène ne peut résulter que de la nature du matériau de remblai utilisé.

Deux cas peuvent se présenter :

- a) Si le massif en terre armée est réalisé avec un matériau de remblai bien drainant, comme cela est généralement le cas lorsqu'on utilise des graves ou des sables non argileux, il joue lui-même un rôle de masque drainant dans la zone où il est implanté et de ce fait l'eau ne s'y accumule presque jamais.
- b) Si le remblai utilisé est peu perméable il faut prendre des précautions pour le drainage du mur si des venues d'eau sont à craindre. Le dispositif le plus fréquemment utilisé consiste à placer entre le massif armé et le terrain naturel c'est-à-dire à l'arrière et sous le massif une couche de 0,50 à 1 m de matériau drainant en prenant évidemment soin d'évacuer les eaux de drainage (Figure 4.2).

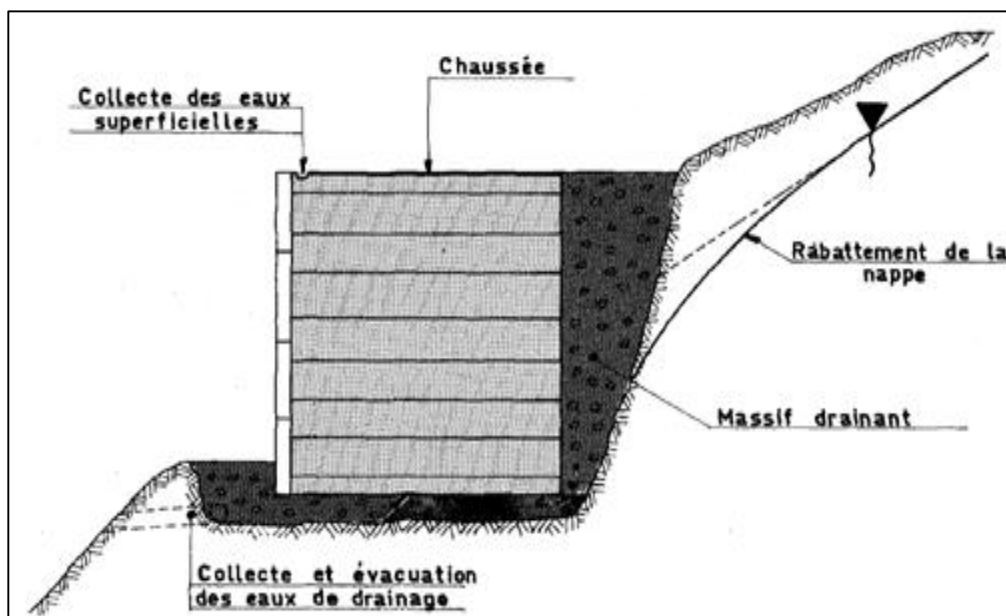


Figure 4.2 : Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA
Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)

IV.3 Dimensionnement des murs de soutènements en Terre Armée selon « AASHTO »

Un mur en Terre Armée est un matériau composite souple et résistant, dans lequel les armatures lui confèrent une grande résistance à la traction. Ce type de mur assure la stabilité du système sol/mur par son propre poids (mur poids). Il est en outre considéré aux états limites ultimes comme un mur rigide, bien qu'en état limite de service il est souple et peut s'adapter à de fortes valeurs de tassement différentiel.

Sur le plan réglementaire, l'Eurocode-7 ne précise pas des règles de conception et de calcul d'un mur en Terre Armée, bien qu'en considérant ce type de mur comme un mur poids, les règles stipulées par l'Eurocode-7 pour un mur poids lui sont applicables.

La norme Française NF P94-220 relative au renforcement des sols, comporte par contre des règles de dimensionnement des murs en Terre Armée.

Le règlement américain (AASHTO), définit des règles bien précises pour la justification et le dimensionnement des murs en Terre Armée, qui seront détaillés ci-après.

La justification d'un ouvrage en Terre Armée se fait à base d'un calcul aux états limites, en analysant trois aspects de stabilité, à savoir :

- La **stabilité externe**, vis-à-vis du glissement à la base, du renversement et de la capacité portante du sol de fondation ;
- La **stabilité interne**, pour chaque lit d'armatures vis-à-vis de la résistance à la traction des armatures et de l'adhérence sol/armatures de renforcement ;
- La **stabilité globale** (stabilité d'ensemble), vis-à-vis de la rupture du sol le long des surfaces de glissement.

IV.4 Stabilité interne

La stabilité interne est justifiée à l'état limite ultime localement pour chaque lit de renforcement, en vérifiant que l'effort de traction maximale est inférieur d'une part à la résistance structurelle des renforcements est d'autre part qu'il soit inférieur à l'effort d'interaction sol-renforcement (adhérence sol/armatures).

La détermination des différents paramètres pour la justification interne des murs en Terre Armée se fait à partir de la ligne des tractions maximales. Cette dernière est définie de façon unique pour chaque géométrie d'ouvrage et pour chaque fonction. La (Figure 4.3) définit cette ligne pour les cas courants :

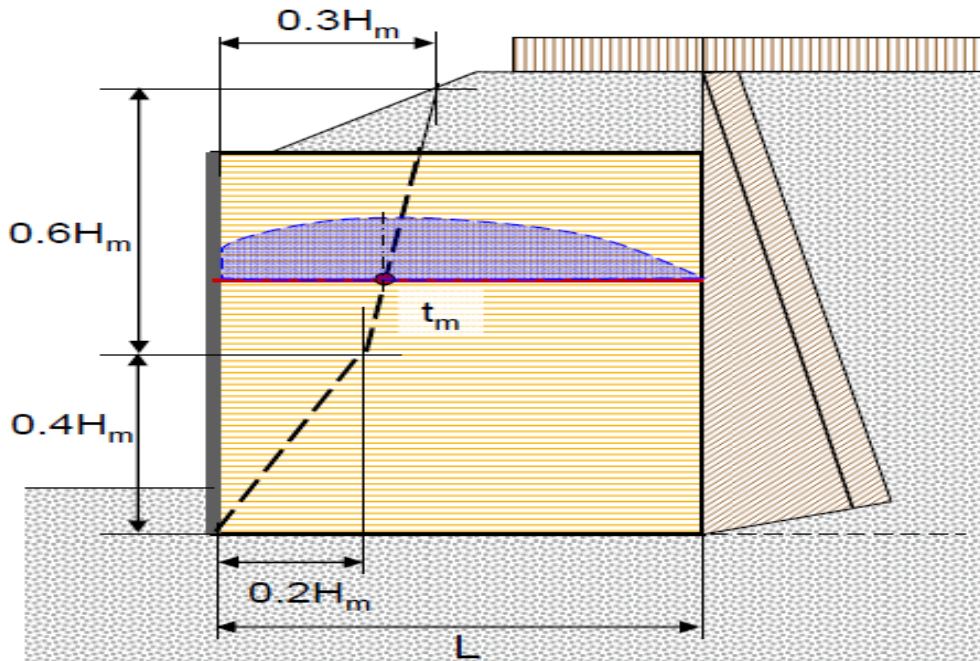


Figure 4.3 : Détermination de la ligne des tractions maximales pour les cas courants

IV.4.1 Détermination de l'effort de traction maximal (T_m)

Une méthode simplifiée est recommandée par le règlement American (AASHTO-2017) pour déterminer l'effort de traction maximal dans le renforcement (T_{max}) :

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v \quad (4.2)$$

Avec :

S_v : espacement vertical des lits de renforcement (appelé aussi ΔH) ;

σ_h : contrainte horizontale pondérée à chaque lit de renforcement, calculée comme suit :

$$\sigma_h = \gamma_p \{ K_r \sigma_v + \Delta \sigma_H \} \quad (4.3)$$

Où :

γ_p : est un facteur de pondération de charge, variant entre 1 et 1.35 (les différentes valeurs que peut prendre γ_p , sont donné en Annexe A) ;

$\Delta \sigma_H$: est l'augmentation des contraintes horizontales due à d'éventuelles forces horizontales concentrées (Figure 4.4) ;

σ_v : est une contrainte verticale due au poids propre du sol soutenu et aux surcharges, et dont le calcul suit le schéma de la (Figure 4.5) en cas d'un massif du remblai horizontal :

$$\sigma_v = \gamma_r \cdot z + q + \Delta \sigma_v \quad (4.4)$$

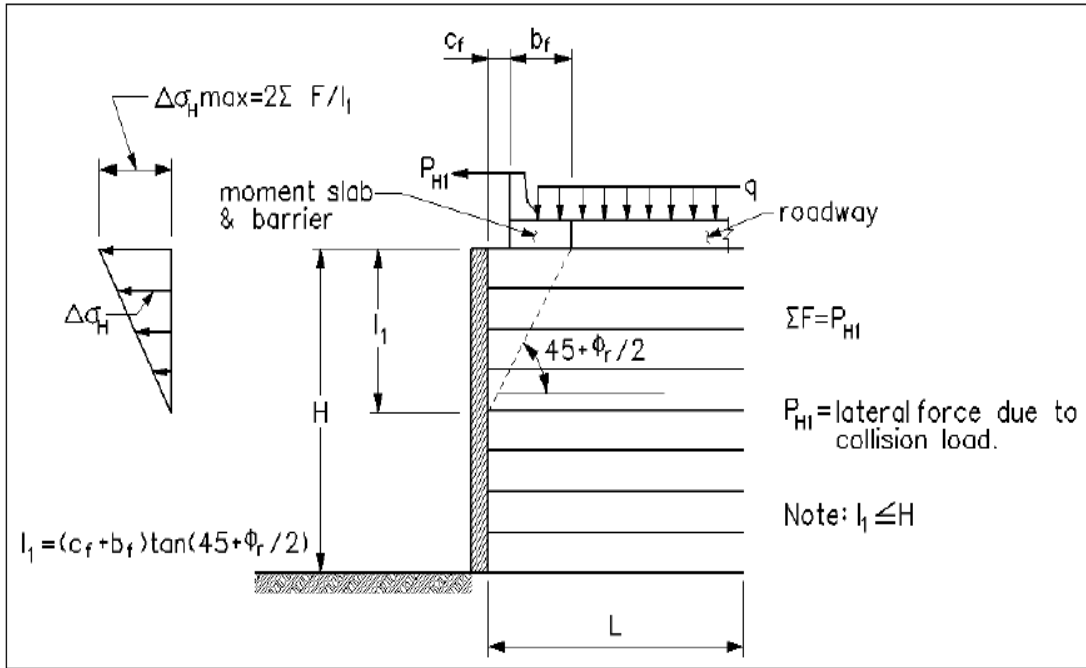


Figure 4.4 : Distribution de la contrainte due aux charges horizontales concentrées pour le calcul de la stabilité interne (AASHTO, 2017)

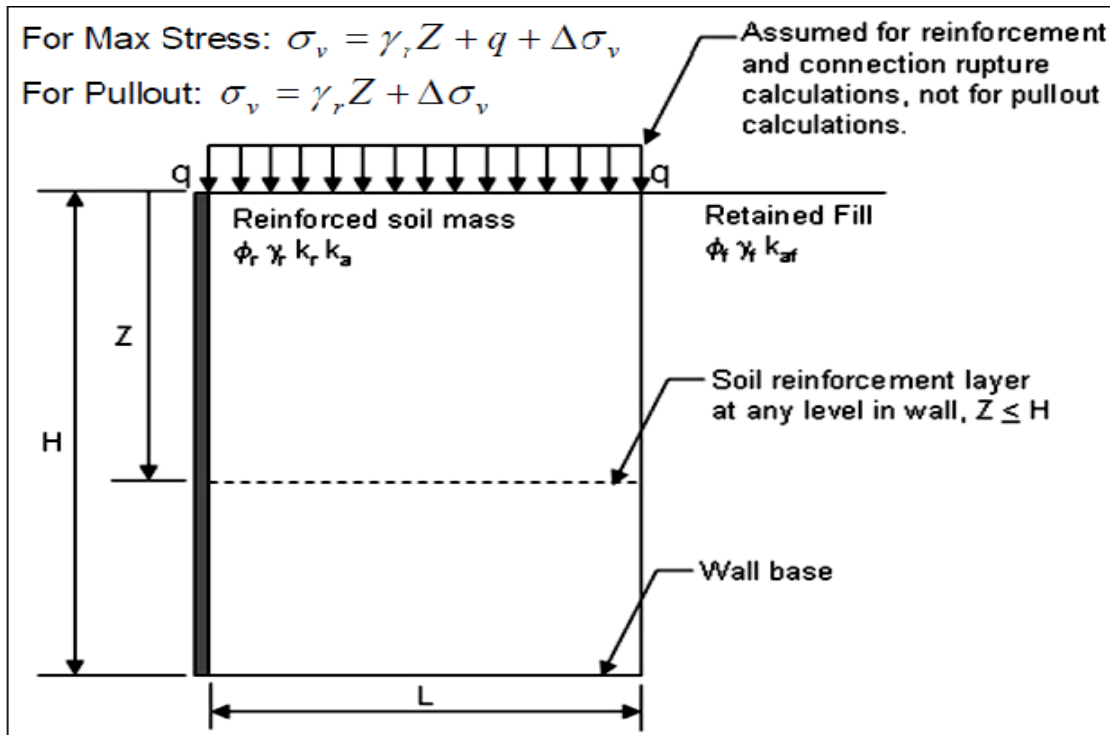


Figure 4.5 : Schéma de calcul de la contrainte verticale σ_v pour les remblais horizontales (AASHTO, 2017)

CHAPITRE 04 : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

Le calcul de σ_v pour un remblai en pente se fait suivant la (Figure 4.6) ci-dessous :

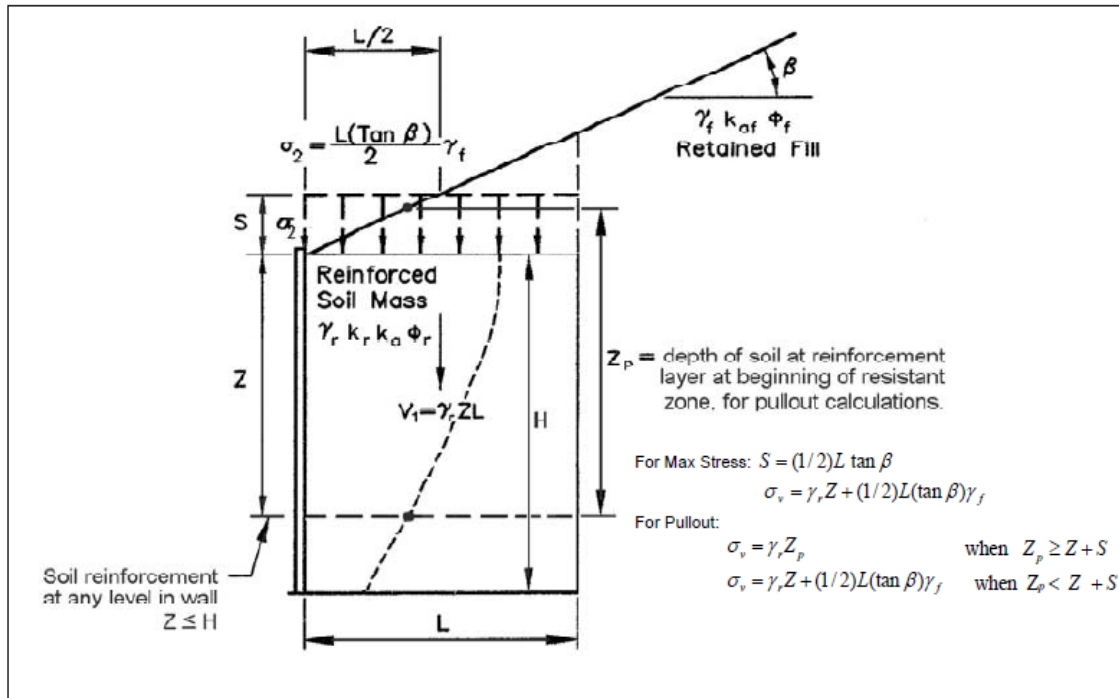


Figure 4.6 : Schéma de calcul de la contrainte verticale σ_v pour les remblais en pente (AASHTO, 2017)

K_r : coefficient de la contrainte horizontale déterminé à partir de la (Figure 4.7) ci-dessous :

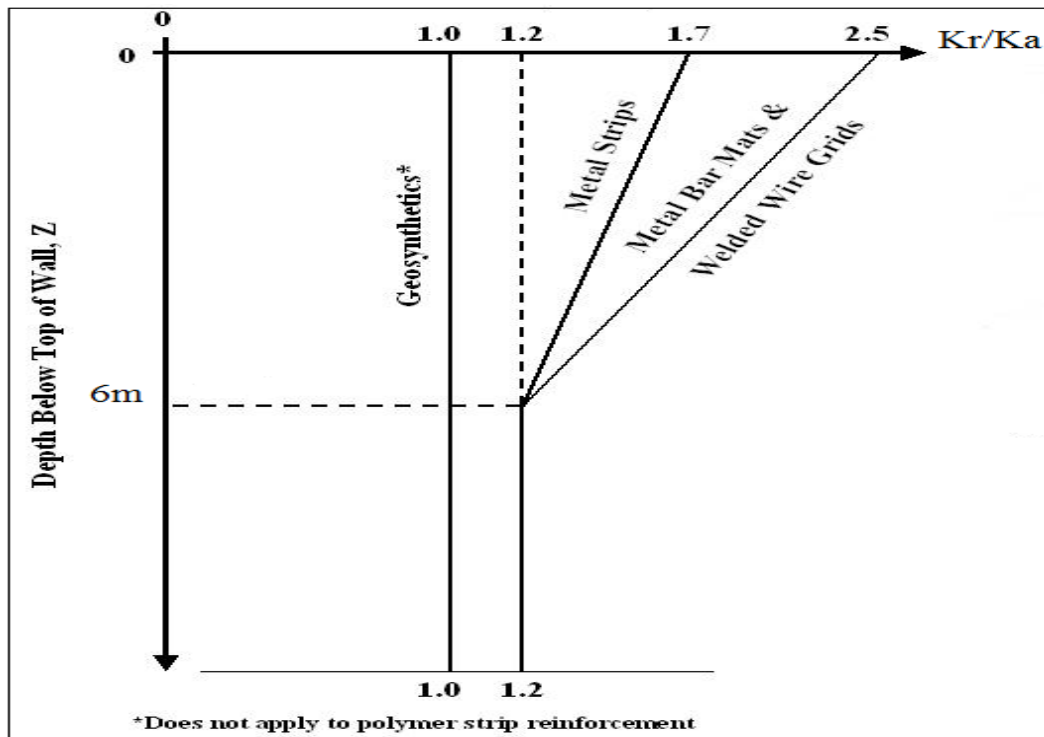


Figure 4.7 : Variation du coefficient K_r (AASHTO, 2017)

IV.4.2 Détermination des résistances à la traction des armatures de renforcement (R_{tc} - R_{ta})

Selon le règlement (AASHTO, 2017), la résistance à la traction des armatures de renforcement est calculée différemment pour les renforcements métalliques et géo-synthétiques.

Pour les renforcements métalliques :

$$R_{tc} = R_{ta} = A_c \cdot F_y \quad (4.5)$$

Avec :

R_{tc} : résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

R_{ta} : résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures ;

A_c : section de calcul du lit de renforcement (armatures) ;

F_y : contrainte de rupture du matériau constitutif de l'élément de renforcement ;

Pour les renforcements géo-synthétiques :

$$R_{tc} = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (4.6) \quad ; \quad R_{ta} = \frac{T_{ult} \cdot CR_{cr}}{RF_D} \quad (4.7)$$

Où :

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D$$

RF_{ID} : facteur de réduction de résistance pour empêcher les dommages d'installation ;

RF_{CR} : facteur de réduction de résistance pour empêcher le fluage à long-terme ;

RF_D : facteur de réduction de résistance pour empêcher la rupture due à la dégradation chimique et biologique ;

R_{tc} : résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

R_{ta} : résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures ;

T_{ult} : valeur minimale ultime de la résistance à la traction des armatures géo-synthétiques.

CHAPITRE 04 : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

CR_{cr} : résistance de calcul à long-terme des armatures de renforcement/accrochage, il est obtenue par des tests de connexion à court-terme (ASTM D4884, NCMA Test method SRWU-1), (Sima et al ,1993)

Tableau D.3 : Valeurs recommandées des facteurs de résistance RF (after koerner, 2005)

Applications/ function	Ranges of reduction factors		
	RF _{ID} (installation damage)	RF _{CR} (creep)	RF _D (chemical and biological dégradation)
Separation	1.1 ~ 2.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5
Cushioning	1.1 ~ 2.0	1.2 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0
Unpaved roads	1.1 ~ 2.0	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5
Walls	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5
Embankments	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 3.5	1.0 ~ 1.5
Bearing and foundations	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5
Slope stabilization	1.1 ~ 1.5	2.0 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5
Pavement overlays	1.1 ~ 2.0	1.0 ~ 1.2	1.0 ~ 1.5
Railroads (filter/separation)	1.1 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0
Flexible forms	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5
Silt fences	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5

IV.4.3 Vérification de la résistance structurale des lits de renforcement

Pour que les armatures de renforcement résistent à l'effort de traction maximale dans les lits de renforcement, il faut que :

$$T_{\max} \leq \frac{R_{tc}}{FS_{(B)}} = \frac{R_{ta}}{FS_{(B)}} \quad (4.8)$$

Avec :

T_{\max} : effort de traction maximale dans les lits de renforcement ;

R_{tc} : résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

R_{ta} : résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures.

$FS_{(B)}$: facteur de sécurité de la résistance à la traction des armatures de renforcements, égale à 1.5.

IV.4.4 Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement (P_f)

L'effort d'interaction sol-lit de renforcement (P_f) mobilisable dans les lits de renforcement, pour les deux types de renforcement envisageables (métallique et géo-synthétique), suivant le règlement américain (AASHTO, 2017), se calcule suivant la formule suivante :

$$P_f = L_e \cdot \phi \cdot F^* \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c \cdot \sigma_v \quad (4.9)$$

Avec :

ϕ : est un facteur de résistance au frottement sol/armatures, déterminé à partir du tableau 11.5.7.1, de AASHTO,2017 (donné en Annexe B) ;

C : est un coefficient géométrique prenant la valeur de 2 pour un renforcement en barres, en grille ou en plaques ;

R_c : est le taux de couverture des armatures de renforcement égale à la largeur (b) des armatures sur l'espacement horizontale (S_h) ;

α : est un coefficient de correction tenant compte d'un effet d'échelle, déterminé à partir du (tableau D.4)

Notons que la contrainte verticale σ_v intervenant dans l'équation (4.9) ne fait pas intervenir la surcharge q, soit :

$$\sigma_v = \gamma z + \Delta \sigma_v \quad (4.10)$$

F^* : désigne un facteur de frottement donné empiriquement par un abaque (Figure 4.8) en fonction de la profondeur et du matériau du renforcement.

L_e : est la longueur du renforcement dans la zone résistante, pour les renforcement métalliques (voir figure 4.9-a) et pour les renforcements géo-synthétiques (voir Figure 4.9-b) :

$$L_e = L - L_a \quad (4.11)$$

Avec :

$$\text{Si } z + (H_1 - H) > \frac{H_1}{2}, L_a = 0.6H_1 - \left\{ \frac{z + (H_1 - H)}{H_1} \right\} (0.6H_1) \quad (4.12)$$

$$\text{Sinon : } L_a = 0.3H_1 \quad (4.13)$$

Où :

L_a : est la longueur du lit de renforcement dans la zone active ;

CHAPITRE 04 : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

L : est la longueur totale du lit de renforcement, elle est calculé par les formules suivantes :

$$L = \frac{(H-z)}{\tan(45+\frac{\phi_r}{2})} + \frac{FS_{(p)}\gamma_r z K_a S_v S_h}{2 w \gamma_r z \tan \phi_u} \quad (4.14)$$

Avec :

$FS_{(p)}$: facteur de sécurité concernant le calcul de la longueur totale du lit de renforcement qui est égale à 1.5 ;

w : largeur des armatures de renforcement ;

γ_r : poids volumique du remblai de renforcement ;

ϕ_r : angle de frottement du remblai de renforcement ;

ϕ_u : angle de frottement sol/armature ;

S_v : espacement verticale entre les armatures ;

S_h : espacement horizontal entre les armatures.

Tableau D.4: Valeurs du coefficient α (AASHTO, 2017)

Types de renforcements	Valeurs de α
Tous renforcements métalliques	1.0
Géogrides	0.8
Géotextiles	0.6

CHAPITRE 04 : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

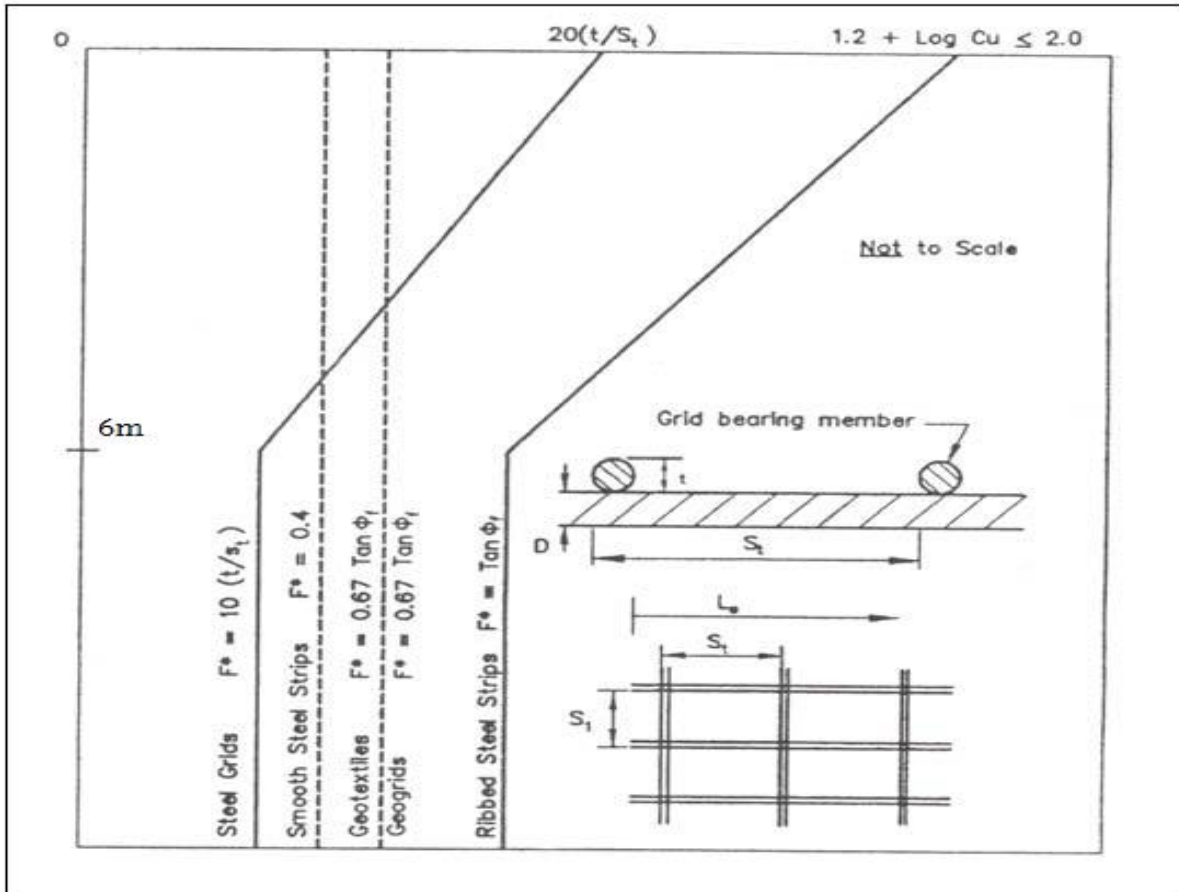


Figure 4. 8 : Les valeurs par défaut du facteur de frottement F^* (AASHTO, 2017)

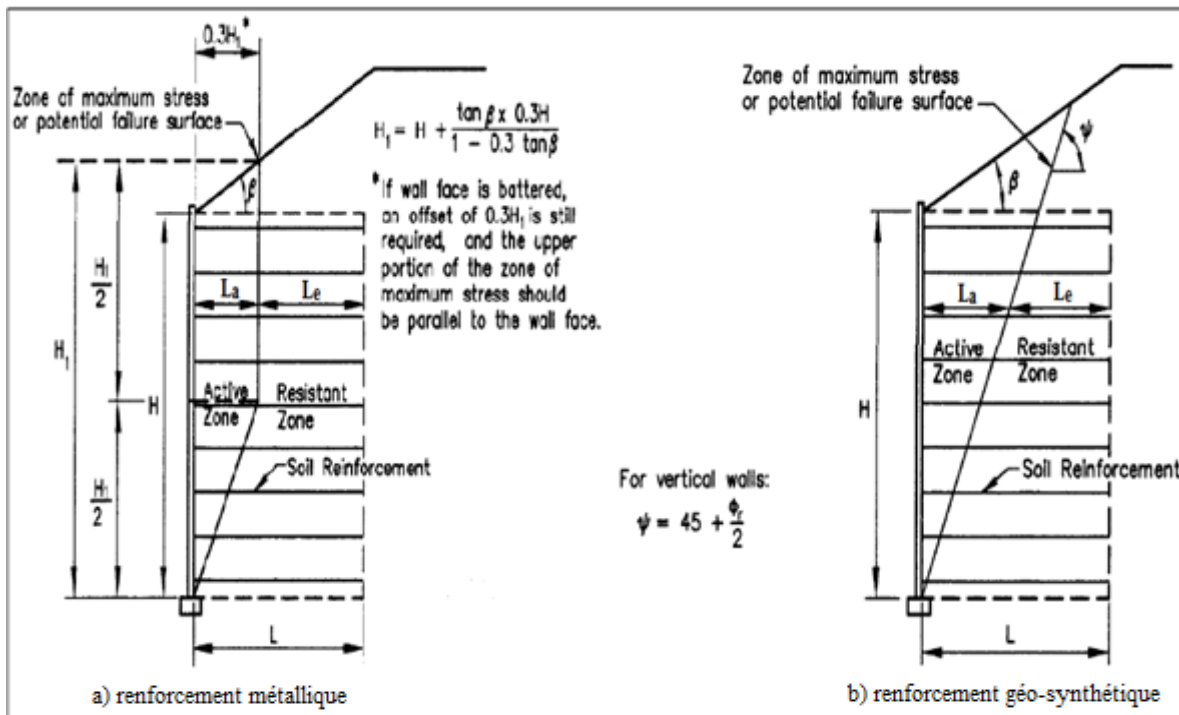


Figure 4.9 : emplacement de la surface de rupture potentielle pour la stabilité interne

IV.4.5 Vérification de l'interaction sol-lit (adhérence)

$$T_{\max} \leq P_f \quad (4.15)$$

Où :

T_{\max} : est l'effort de traction maximale dans les lits de renforcement déterminé à partir de l'équation (4.2) ;

P_f : est l'effort d'interaction sol-lit de renforcement, mobilisable dans les lits de renforcement, déterminé à partir de l'équation (4.9).

IV.5 Stabilité externe

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (mur poids par exemple). La justification se fait à l'état limite ultime par rapport au trois modes de ruptures envisageables c'est à dire à la capacité portante du sol de fondation, au renversement et au glissement à la base du mur.

IV.5.1 Détermination des pressions des terres

Selon (AASHTO, 2017), la force de poussée (P_a) due au poids des terres agit à $H/3$ et doit être calculée par la formule suivante :

$$P_a = (1/2) \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \quad (4.16)$$

Avec :

γ : poids volumique du remblai soutenu.

K_a : coefficient de poussée des terres calculé à partir de la théorie des coins de Coulomb :

Pour les remblais horizontaux et en pente (Figure 4.10a-b) :

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_f}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_f}} \quad (4.17)$$

Pour les remblais brisés (Figure 4.10-c) :

$$K_a = \cos B \frac{\cos B - \sqrt{\cos^2 B - \cos^2 \phi_f}}{\cos B + \sqrt{\cos^2 B - \cos^2 \phi_f}} \quad (4.18)$$

Où :

h : est la hauteur du diagramme de pressions des terres (Figure 4.10) ;

ϕ_f : angle du frottement du sol retenu ;

β et B : l'inclinaison du remblai derrière le mur.

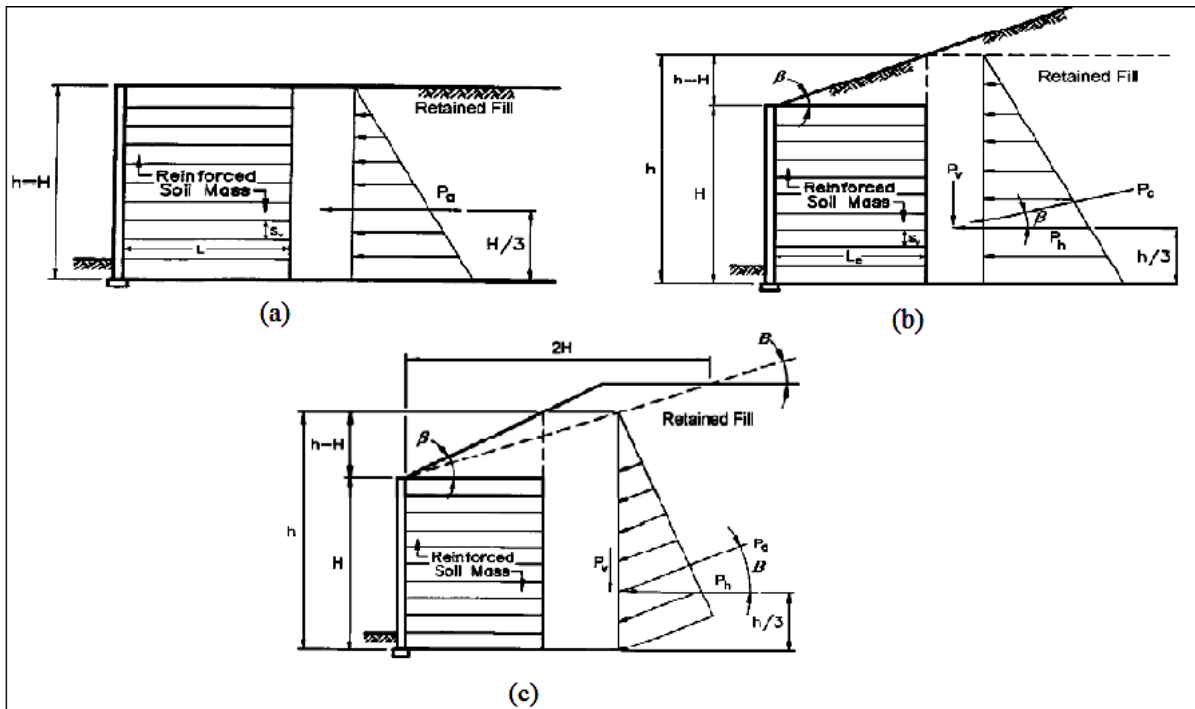


Figure 4.10 : Schéma de calcul de la poussée due au poids des terres (AASHTO, 2017)

IV.5.2 Vérification vis-à-vis du glissement à la base du mur

Le glissement (figure 4.11-a) à la base du mur est vérifié si :

$$FS_{(\text{glissement})} = \frac{\sum F_v \cdot \tan \delta + B \cdot C_{af}}{\sum F_h} \geq 1.5 \quad (4.19)$$

Avec :

F_v : est la somme des forces verticales ;

F_h : est la somme des forces horizontales ;

δ : est l'angle du point d'application de la pression des terres ;

C_{af} : cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, elle est généralement prise entre $(0.5C'_f$ et $0.65C'_f$, ou C'_f est la cohésion du sol de fondation) ;

B : est la longueur de la base du mur.

IV.5.3 Vérification vis-à-vis du renversement du mur :

Une condition suffisante de stabilité est formulée par la règle du « tiers central » qui stipule que la stabilité au renversement (Figure 4.11-b) est assurée si la résultante **R** des forces passe par le tiers central de la base du mur, autrement dit $e \leq B/6$, ou e est l'excentricité de **R** par rapport au milieu de la base du mur. Si cette condition ne vérifie pas, la stabilité est assurée si :

$$FS_{(\text{renversement})} = \frac{M_s}{M_r} \geq 2 \quad (4.20)$$

Où :

M_s : est le moment stabilisant ; M_r : est le moment renversant ;

IV.5.4 Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Selon le règlement américain (AASHTO, 2017), le massif de remblai renforcé est considéré comme un bloc monolithique dont sa base est considérée comme une fondation continue, soumise à des forces verticales, (leur résultante est nommée **R**) excentrée de **e** par rapport au milieu de la base. La vérification de la capacité portante (Figure 4.11-c) se fait par la relation suivante :

$$FS_{(\text{capacité portante})} = \frac{q_{ult}}{\sigma'_0} \geq 3 \quad (4.21)$$

Avec :

σ'_0 : la contrainte verticale qui est donnée par la formule : $\sigma'_0 = \gamma \cdot H$ (H, étant la hauteur total du mur).

q_{ult} : contrainte ultime du sol de fondation qui est égale à :

$$q_{ult} = c'N_c + 0.5\gamma_f B N_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (4.22)$$

γ_f : poids volumique du sol de fondation ;

c' : cohésion du sol de fondation ;

D_f : la fiche dur mur ;

B : longueur de la base du mur.

Les facteurs N_γ , N_c et N_q correspondent à l'angle de frottement du sol de fondation sont donnés sur le tableau suivant :

CHAPITRE 04 : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

Tableau D.5: Facteurs de résistance à la capacité portante (AASHTO, 2007)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	25.9
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Note:
 N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reisner, 1924), and N_γ (Vesic, 1975).
 N_q is embedment term, which is typically not used in MSE wall design.

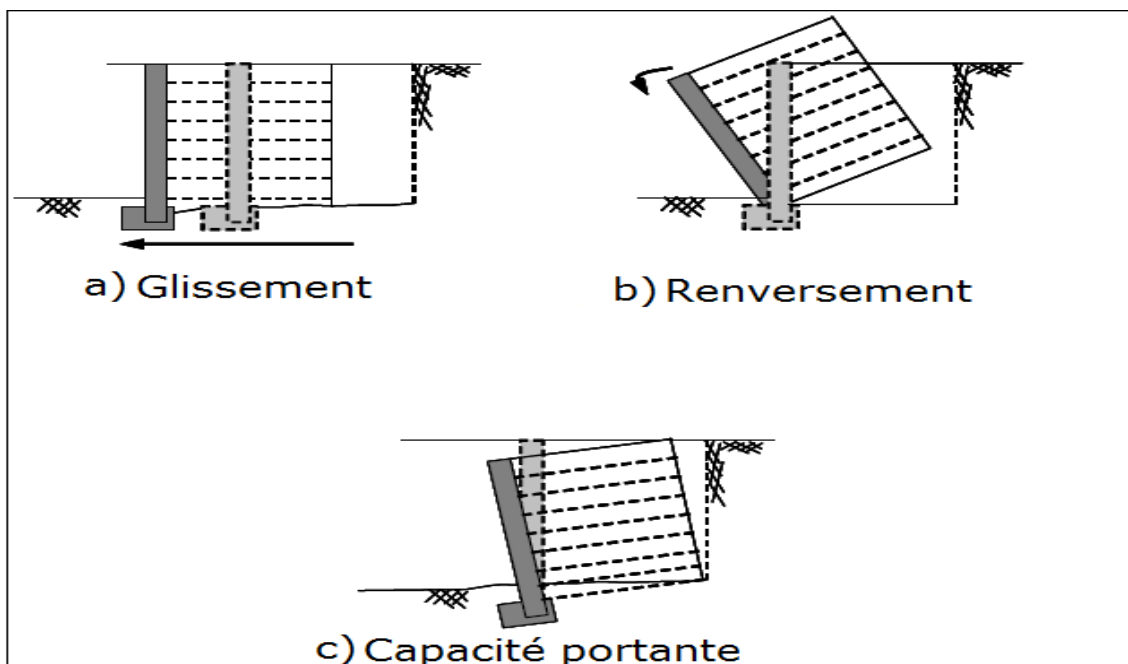


Figure 4.11 : Potentiels ruptures externe des murs en Terre Armée

IV.6 Stabilité global

L'instabilité d'ensemble en absence d'un séisme est considérée par le règlement américain AASHTO, comme un état limite de service. Le principe de l'analyse consiste à rechercher les surfaces probables de glissement potentiel qui peuvent être profondes ou non.

Ce règlement exige l'utilisation des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité d'ensemble, en recommandant les méthodes de Bishop, de Janbu (simplifiée) ou de Spencer.

L'AASHTO stipule de prendre un coefficient de résistance ϕ égal à 0.75 si les paramètres géotechniques sont bien définis et il n'existe pas d'ouvrage contenu dans la pente, et 0.65 dans le cas contraire.

IV.7 Analyse des déplacements des murs en Terre armée

L'expérience du comportement post-construction de tels murs montre selon (Bathurst et al, 2002), qui ont regroupé un bon nombre de cas d'études, le tassement maximum est de l'ordre de 0.4 à 0.7% de la hauteur du mur.

Selon l'AASHTO, le tassement uniforme admissible d'un mur en Terre armée, comportant un parement en béton armé préfabriqué, est de 50 mm, et la distorsion angulaire (rotation relative) est de 1/500.

Remarque : À titre comparatif, le renforcement métallique permet de limiter les déformations du sol, mais engendre des efforts plus importants sur le mur que dans le cas d'un renforcement par armatures géo-synthétiques, considérés moins rigides et induisant ainsi plus de déformations du sol.

IV.8 Vérification de la stabilité des ouvrages de soutènement en Terre Armée sou actions sismiques « AASHTO »

IV.8.1 Stabilité externe

Ajouter aux forces statiques agissant sur la structure, 50% de la poussée sismique P_{AE} et de la force totale d'inertie P_{IR} (voir Figure 4.12) :

Les Forces P_{AE} et P_{IR} sont déterminés comme suite :

Pour les remblais horizontaux (Figure 4.12-a) :

$$P_{AE} = 0.375 \times \gamma_{EQ} \times A_m \gamma_f \times H^2 \quad (4.23)$$

$$P_{IR} = 0.5 \times \gamma_{EQ} \times A_m \gamma_r \times H^2 \quad (4.24)$$

L'accélération maximale moyenne dans le massif est égale à :

$$A_m = (1.45 - A_s) A_s \quad (4.25)$$

CHAPITRE 04 : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

Avec :

A_s : coefficient d'accélération maximum de sol, (AASHTO).

A_m : coefficient d'accélération maximum de mur au centre de surface de la masse de mur.

γ_{EQ} : facteur de charge : les valeurs que peut prendre γ_{EQ} sont données en annexes.

γ_r : poids volumique du remblai de renforcement.

γ_f : poids volumique du sol soutenu.

H : la hauteur du mur.

Pour les remblais en pente (Figure 4.12-b) :

$$P_{is} = 0.125 \times A_m \times \gamma_s \times (H_2)^2 \times \tan \beta \quad (4.26)$$

$$P_{ir} = 0.5 \times A_m \times \gamma_s \times H_2 \times H \quad (4.27)$$

$$P_{AE} = 0.5 \times A_m \times \gamma_s \times (H_2)^2 \times H \quad (4.28)$$

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (4.29)$$

Avec :

β : l'angle de la pente du remblai ;

H_2 : est égal à : $H_2 = H \frac{\tan \beta \cdot 0.5H}{1 - 0.5 \tan \beta}$

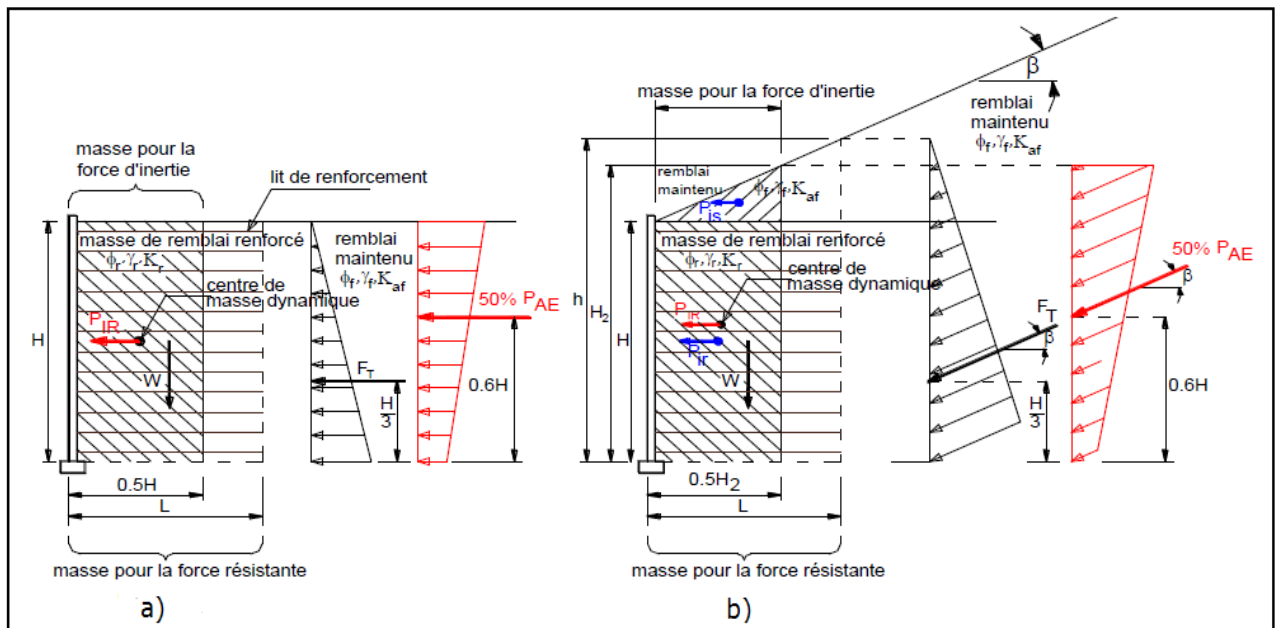


Figure 4.12 : Forces sismiques agissantes sur un ouvrage de soutènement (stabilité externe), (AASHTO, 2017)

IV.8.2 Stabilité interne

Les charges sismiques produisent une force d'inertie P_I agissant horizontalement sur le mur (Figure 4.13). Comme il est supposé que la ligne des tractions maximale ne change pas lors du chargement sismique.

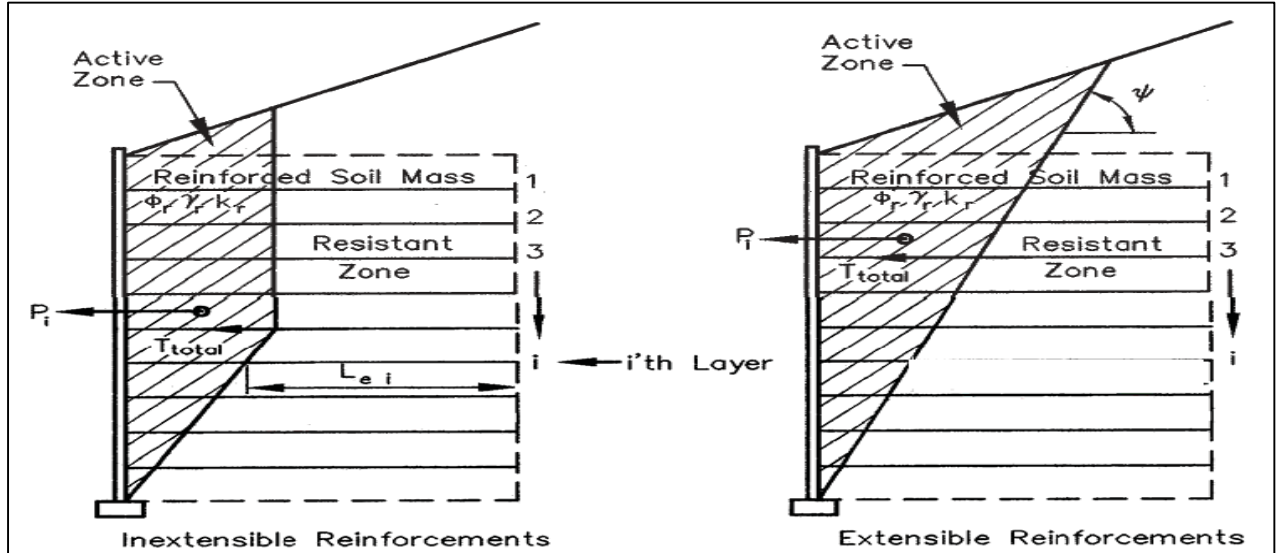


Figure 4.13 : Stabilité interne sismique pour les murs en Terre Armée (AASHTO, 2017)

D'où les calculs pour la stabilité interne sismique sont comme suite :

Calcul de la force d'inertie P_I :

$$P_I = A_m W_A \quad (4.30)$$

Avec :

W_A : le poids de la zone active (zone ombragé sur la Figure 4.13.) et A_m coefficient d'accélération maximum de mur au centre de surface de la masse de mur déterminé à partir de l'équation (4.25).

Cette force d'inertie doit être répartie, sur les armatures de renforcement sur une charge de base, par unité de largeur de mur comme suit :

$$T_{md} = \gamma_{EQ} P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^m L_{ei}} \quad (4.31)$$

Avec :

T_{md} : l'incrément dynamique directement induit par la force d'inertie P_I .

γ_{EQ} : facteur de charge : les valeurs que peut prendre γ_{EQ} sont données en annexes.

L_{ei} : longueur de renforcement effective pour chaque couche (i), (Figure 4.13).

La force de traction maximal sera donc égal à :

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (4.32)$$

Où :

T_{\max} : effort de traction maximal, calculé à partir de l'équation (4.2).

IV.8.2.1 Vérification de l'interaction sol-lit de renforcement (adhérence)

Pour l'adhérence sous le chargement sismique, pour tous types de renforcements, le coefficient F^* du frottement doit être réduit à 80 % de la valeur statique, menant à :

$$T_{\text{total}} \leq L_e \cdot \phi \cdot 0.8F^* \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c \cdot \sigma_v \quad (4.33)$$

IV.8.2.2 Vérification de la résistance structurelle des lits de renforcement

a) Pour le renforcement métallique

La vérification se fait identiquement à l'équation (4.8) :

$$T_{\text{total}} \leq \frac{R_{tc}}{FS_{(B)}} = \frac{R_{ta}}{FS_{(B)}} \quad (4.34)$$

b) Pour le renforcement géo-synthétique

Le renforcement géo-synthétique sera conçu pour résister à la rupture des composants statique et dynamiques, comme suite :

Pour le composant statique :

$$T_{\max} \leq \frac{\phi S_{rs} R_c}{RF} \quad (4.35)$$

Pour le composant dynamique :

$$T_{\text{md}} \leq \frac{\phi S_{rs} R_c}{RF_{1D} RF_D} \quad (4.36)$$

Avec :

ϕ : facteur de résistance au ferrailage pour la charge statique/sismique spécifié dans le tableau 11.5.7.1 de (AASHTO, 2017), donné en annexe B.

S_{rs} : la force de renforcement par largeur d'unité requise pour résister au composant statique de la charge, S_{rt} : la force de renforcement requise pour résister au composant dynamique ou transitoire de la charge. Tel que :

$$T_{\text{ult}} = S_{rs} + S_{rt} \quad (4.37)$$

Vérification de la connexion parement/armatures de renforcement

Pour la connexion parement/renforcement sous chargement sismique, le parement doit être conçu pour résister à la charge statique et au composant dynamique de la charge comme suit :

Pour le composant statique :

$$T_{\max} \leq \frac{0.8\varphi S_{rs} CR_{CR}R_C}{RF_D} \quad (4.38)$$

Pour le composant dynamique :

$$T_{\text{md}} \leq \frac{0.8\varphi S_{rs} CR_u R_C}{RF_D} \quad (4.39)$$

Avec :

CR_{cr} : facteur de réduction qui tient compte de la réduction de la résistance ultime de renforcement à long terme.

CR_u : facteur de réduction qui tient compte de la réduction de la résistance ultime de renforcement à court terme, (voire article C11.10.6.4.4b, AASHTO, 2017).



CHAPITRE 05

ETUDE STATIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE



Ce chapitre comprend :

1. Application.
2. Solution de l'application.
3. Vérification de la Stabilité externe.
4. Vérification de la stabilité interne.
5. Conclusion.

CHAPITRE 05 : ÉTUDE STATIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

V.1 Application pratique

Considérons un mur de soutènement vertical en Terre Armée, d'une hauteur de 10m renforcé par l'acier galvanisé et un remblai, ayant les caractéristiques suivants (Figure 5.1) :

Remblai de renforcement :

$$\gamma_1 = 17 \text{ KN/m}^3 ; \varphi_1 = 30^\circ ; c' = 0$$

Sol soutenu :

$$\gamma_2 = 18 \text{ KN/m}^3 ; \varphi'_2 = 25^\circ ; c' = 0 ; \delta = 2/3\varphi'_2$$

Sol de fondation :

$$\gamma_3 = 18 \text{ KN/m}^3 ; \varphi'_3 = 25^\circ ; c'_f = 30 \text{ KN/m}^2$$

Armatures (acier galvanisé) :

$$w = 72 \text{ mm} ; S_v = 0.5 \text{ m} ; S_h = 1 \text{ m} ; F_y = 242 \text{ MN/m}^2 ; \varphi'_u = 20^\circ$$

Il est demandé de :

- 1) Calculer la pression des terres agissant sur le mur ;
- 2) Déterminer la longueur (L) des armatures ;
- 3) Déterminer les efforts horizontaux et les efforts verticales agissant sur le mur, en négligeant le poids du parement en écailles et celui de la semelle de réglage ;
- 4) Vérifier la stabilité externe du mur (renversement, glissement à la base du mur et capacité portante) ;
- 5) Calculer l'effort de traction maximale dans les armatures de renforcement ;
- 6) Calculer l'épaisseur (t) des armatures de renforcement (sachant que le taux de corrosion de l'acier galvanisé est de 0.025mm/an, et la durée de vie estimée de l'ouvrage est de 50 ans) ;
- 7) Calculer l'effort de frottement mobilisable dans les lits de renforcement (P_f) ;
- 8) Vérifier la stabilité interne du mur (résistance à la traction et adhérence armatures / remblai de renforcement) ;
- 9) Que concluez-vous.

Valeurs recommandées : $FS_{(B)} = 1.5$; $FS_{(P)} = 1.5$, $D_f = 0.50\text{m}$.

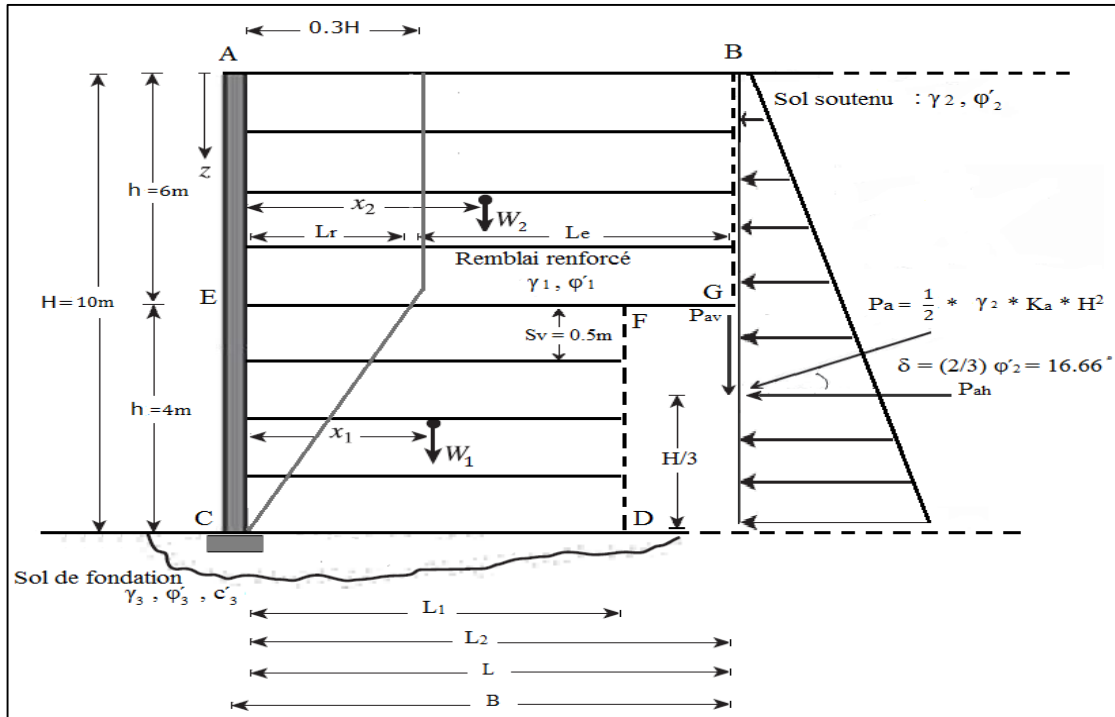


Figure 5.1 : Schéma d'un mur de soutènement en Terre Armée renforcé par armatures métalliques

V.2 Solution de l'application

V.2.1 Calcul de la pression des terres

La pression des terres, selon l'équation (4.16), est égale à : $P_a = (1/2) \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2$

Le coefficient de la poussée des terres K_a , pour un remblai horizontale est égale à :

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_f}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_f}}$$

Dans notre cas ($\beta=0$), donc après application numérique on obtient :

$$K_a = 1 \frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 25}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 25}} = 0.405$$

D'où :

$$P_a = (1/2) \times 18 \times 0.405 \times 10^2 = 364.5 \text{ KN/m}$$

V.2.2 Détermination de la longueur (L) des renforcements (armatures)

La longueur (L) est calculée en utilisant l'équation (4.14) :

CHAPITRE 05 : ÉTUDE STATIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

$$L = \frac{(H-z)}{\tan(45+\frac{\phi_r}{2})} + \frac{FS(p)\gamma_r z K_a S_v S_h}{2 w \gamma_r z \tan \phi_u}$$

On doit calculé (L), pour une profondeur (z) qui varie entre 1 et 10m (sur toute la hauteur du mur), le calcul est présenté sur le tableau suivant :

Tableau E.1 : Les différentes valeurs de la longueur des armatures de renforcement

Profondeur <i>z</i> (m)	Longueur <i>L</i> (m)
1	10.99 <i>11m utilisé</i>
2	10.41
3	9.83
4	9.25
5	8.68
6	8.10
7	7.52 <i>8m utilisé</i>
8	6.95
9	6.37
10	5.79

- Pour une hauteur de 4m on opte pour **L₁ = 8m**, et à partir de 6m de hauteur on pote pour **L₂ = 11m** (Figure 5.2).

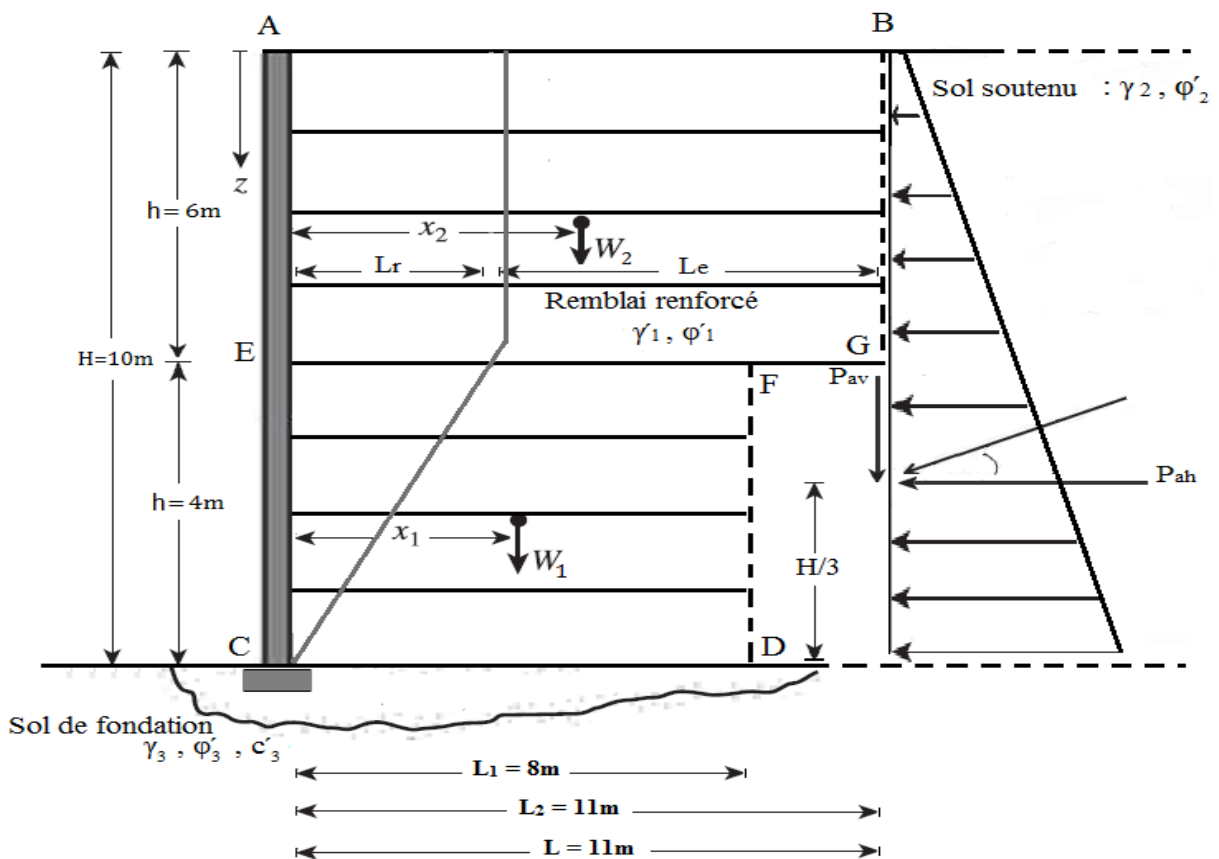


Figure 5.2 : Longueurs des lits de renforcement (armatures)

V.2.3 Déterminations des efforts agissants sur le mur

a) Les forces verticales :

$$W_1 = \gamma_1 \times (H_1 \times L_1) = 17 \times (4 \times 8) = 544 \text{ KN/m}$$

$$W_2 = \gamma_2 \times (H_2 \times L_2) = 18 \times (6 \times 11) = 1122 \text{ KN/m}$$

$$P_{av} = P_a \times \sin(\delta) = 364.5 \times \sin(16.66^\circ) = 104.5 \text{ KN/m}$$

La somme des forces verticales est égale à :

$$\sum F_v = W_1 + W_2 + P_{av} = 544 + 1122 + 104.5 = 1770.5 \text{ KN/m}$$

La somme des moments des forces verticales est égale à :

$$\sum M_{Fv} = (W_1 \times x_1) + (W_2 \times x_2) + (P_{av} \times L) = (544 \times 4) + (1122 \times 5.5) + (104.5 \times 11) = 9496.5 \text{ KN.m}$$

b) Les forces horizontales :

$$P_{ah} = P_a \times \cos(\delta) = 364.5 \times \cos(16.66^\circ) = 349.2 \text{ KN/m}$$

La somme des forces horizontales est égale à : $\sum F_h = P_{ah} = 349.2 \text{ KN/m}$

La somme des moments des forces horizontales est égale à :

$$\sum M_{Fv} = (P_{ah} \times H/3) = (349.2 \times 10/3) = 1164 \text{ KN.m}$$

Tableau E.2 : Tableau récapitulatif des forces et moments agissants sur le mur

Focres	Valeurs horizontales/verticales (KN/m)		Bras de levier /c (m)	Moments Fh/c (KN.m)	Moments Fv/c (KN.m)
P _{ah}	349.2	-	(H/3)	1164	-
P _{av}	-	104.5	L = 11	-	1149.5
W ₁	-	544	x ₁ = 4	-	2176
W ₂	-	1122	x ₂ = 5.5	-	6171
Total	$\Sigma=349.2$	$\Sigma=1770.5$	$\Sigma=23.83$	$\Sigma=1164$	$\Sigma=9496.5$

V.2.4 Vérification de la stabilité externe du mur

a) Vérification vis-à-vis du glissement à la base du mur :

On adopte la relation de l'équation (4.19) :

$$FS_{(\text{glissement})} = \frac{\sum F_v \cdot \tan \delta + B \cdot C_{af}}{\sum F_h} \geq 1.5$$

CHAPITRE 05 : ÉTUDE STATIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

Avec : C'_{af} : cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise $0.67C'_f$, ou C'_f est la cohésion du sol de fondation.

Donc après applications numériques, on aura :

$$FS_{(\text{glissement})} = \frac{(1770.5) \times \tan 16.66^\circ + 11.15 \times (0.67 \times 30)}{349.2} = 2.17 > 1.5 \quad \text{OK}$$

→ Le mur est stable vis-à-vis du glissement.

b) Vérification vis-à-vis du renversement :

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\sum M_{Fv} - \sum M_{Fh}}{\sum F_v} = \frac{11}{2} - \frac{9496.5 - 1164}{1770.5} = 0.79 < \frac{B}{6} = 1.85 \quad \text{OK}$$

Remarque : cette condition est suffisante pour la vérification au renversement.

Vérification du renversement par la relation de l'équation (4.20) :

$$FS_{(\text{renversement})} = \frac{M_{Fv/c}}{M_{Fh/c}} \geq 2$$

Après applications numériques : $FS_{(\text{renversement})} = \frac{9496.5}{1164} = 8.16 > 2 \quad \text{OK}$

→ Le mur est stable vis-à-vis du renversement.

c) Vérification vis-à-vis de la capacité portante :

On utilise la relation de l'équation (4.21) pour vérifier la capacité portante :

$$FS_{(\text{capacité portante})} = \frac{q_{ult}}{\sigma'_0} \geq 3$$

Calcul de la contrainte ultime en utilisant l'équation (4.19) :

$$q_{ult} = c'N_c + 0.5\gamma_f B N_\gamma + \gamma_f D_f N_q$$

Dans notre cas : $D_f = 0.50 \text{ m}$; $B = 11.15 \text{ m}$; $c' = 30 \text{ KN/m}^2$; $N_c = 20.7$; $N_\gamma = 10.9$; $N_q = 10.7$

Après applications numériques :

$$q_{ult} = 50 \times 20.7 + 0.5 \times 18 \times 11.15 \times 10.9 + 18 \times 0.50 \times 10.7 = 2225.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_0 = 17 \times 10 = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{q_{ult}}{\sigma_0} = \frac{2225.16}{170} = 13.09 > 3 \quad \text{OK}$$

→ Le mur est stable vis-à-vis de la capacité portante.

V.2.5 Calcul de l'effort de traction maximal

a) Calcul de l'effort de traction maximal (T_{max1}) pour ($0 \leq h \leq 4$), (voir Figure 5.3) :
L'effort de traction maximale (T_{max1}), est calculé à partir de l'équation (4.2) :

$$T_{max1} = \sigma_{h1} \times S_v$$

Calcul de la contrainte horizontale pondérée (σ_{h1}) :

D'après l'équation (4.3), la contrainte horizontale pondérée (σ_h) est égale à :

$$\sigma_{h1} = \gamma_p \{ K_{r1} \sigma_{v1} + \Delta\sigma_H \}$$

D'après l'abaque de la figure 4.7 et dans le cas d'un renforcement métallique :

$$K_{r1} = 1.2 K_a = 1.2 \times 0.405 = 0.486$$

Dans notre cas : $\gamma_p = 1$; $K_{r1} = 0.486$; $\sigma_{v1} = 17 \times 4 = 68 \text{ KN/m}^2$; $\Delta\sigma_H = 0$

Après applications numériques, on obtient :

$$T_{max1} = 1 \times \{ 0.486 \times 68 + 0 \} \times 0.5 = 16.52 \text{ KN/m}$$

b) Calcul de l'effort de traction maximal (T_{max2}) pour ($4 \leq h \leq 10$), (voir Figure 5.4) :

L'effort de traction maximale (T_{max1}), est calculé à partir de l'équation (4.2) :

$$T_{max2} = \sigma_{h2} \times S_v$$

Calcul de la contrainte horizontale pondérée (σ_{h2}) :

D'après l'équation (4.3), la contrainte horizontale pondérée (σ_{h2}) est égale à :

$$\sigma_{h2} = \gamma_p \{ K_{r2} \sigma_{v2} + \Delta\sigma_H \}$$

D'après l'abaque de la figure 4.7 et dans le cas d'un renforcement métallique :

$$K_{r2} = 1.2 K_a = 1.7 \times 0.405 = 0.689$$

Dans notre cas : $\gamma_p = 1$; $K_{r2} = 0.689$; $\sigma_{v2} = 17 \times 6 = 102 \text{ KN/m}^2$; $\Delta\sigma_H = 0$

CHAPITRE 05 : ÉTUDE STATIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

Après applications numériques, on obtient :

$$T_{\max 2} = 1 \times \{0.689 \times 102 + 0\} \times 0.5 = 35.14 \text{ KN/m}$$

D'où l'effort de traction maximal (T_{\max}) est égal à :

$$T_{\max} = T_{\max 1} + T_{\max 2} = 16.52 + 35.14 = 51.66 \text{ KN/m}$$

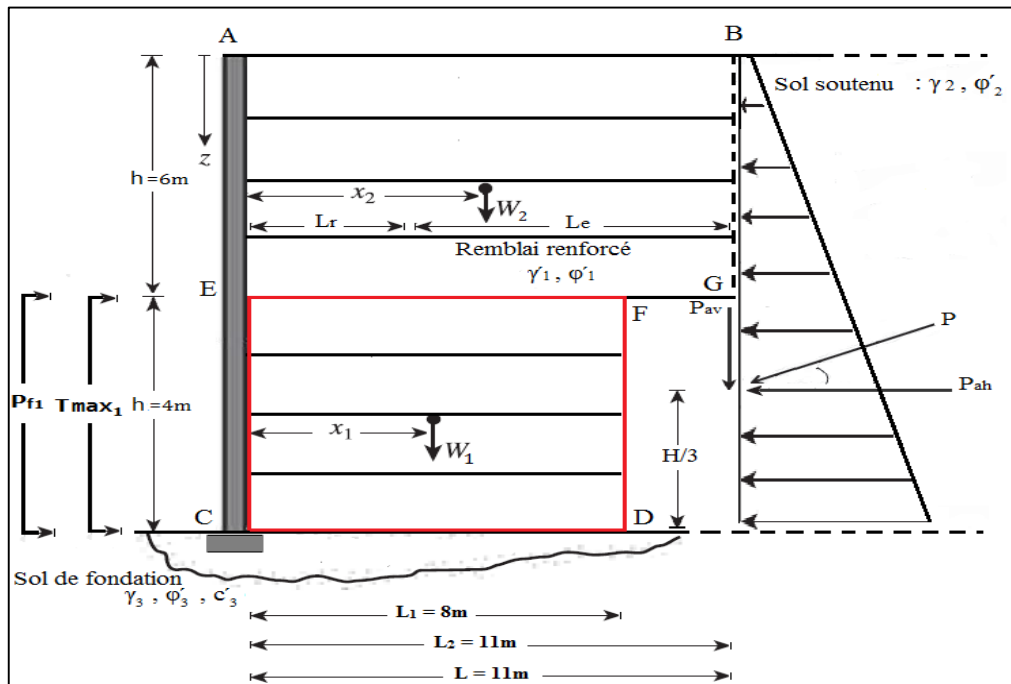


Figure 5.3 : emplacement de l'effort de traction $T_{\max 1}$ et de l'effort de frottement Pf_1

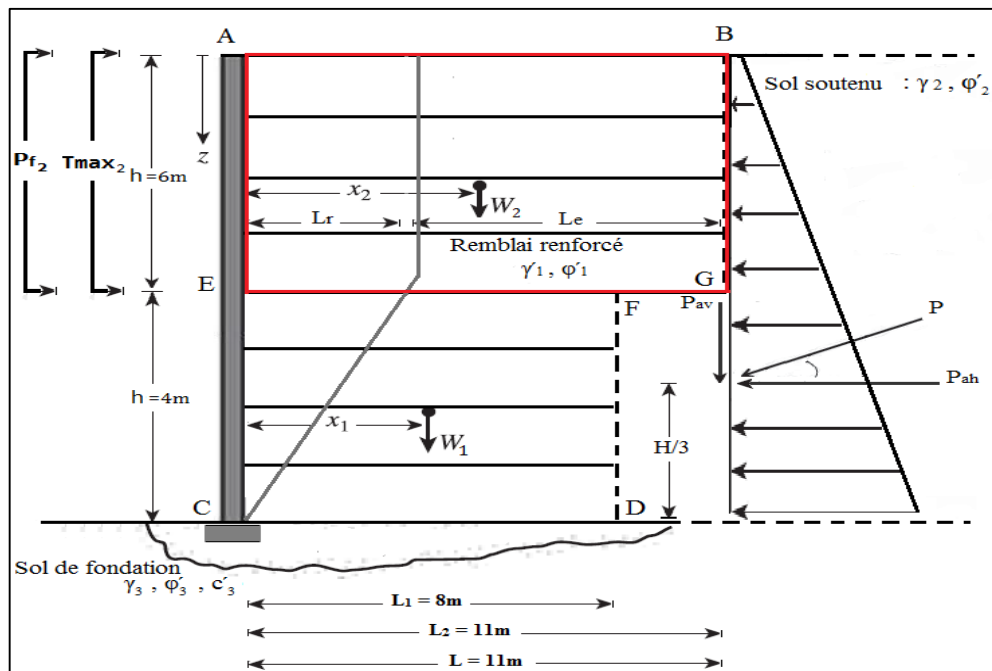


Figure 5.4: emplacement de l'effort de traction $T_{\max 2}$ et de l'effort de frottement Pf_2

V.2.6 Calcul de l'épaisseur (t) des armatures de renforcement

On calcul (t) à partir de la relation de l'équation (4.8) :

$$T_{\max} \leq \frac{Rtc}{FS_{(B)}} = \frac{w \cdot t \cdot F_y}{FS_{(B)}}$$

$$t = \frac{T_{\max} \times FS_{(B)}}{w \times F_y}$$

Avec : $w = 0.072 \text{ m}$; $F_y = 242 \text{ MN/m}^2$; $FS_{(B)} = 1.5$; $T_{\max} = 51.66 \text{ KN/m}$

Après applications numériques, on obtient :

$$t = \frac{51.66 \times 1.5}{0.072 \times 242000} = 0.00444$$

Si le taux de corrosion est de 0.025 mm/an , (t) sera égal à :

$$t = 4.44 + (0.025 \times 50) = 5.65 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{on opte pour } t = 6 \text{ mm}$$

V.2.7 Calcul de l'effort de frottement mobilisable dans les lits de renforcement

On calcul l'effort de frottement (P_f) dans les lits de renforcement par l'équation (4.9) :

$$P_f = L_e \cdot \phi \cdot F^* \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c \cdot \sigma_v$$

Dans notre cas :

$\phi = 0.75$ → Déterminée à partir du tableau 11.5.7-1 de (AASHTO, 2017), le tableau est donné en annexe.

$F^* = 0.4$ → Déterminé à partir de l'abaque de la Figure 4.98, (renforcement métallique).

$\alpha = 1$ → Déterminée à partir du tableau D.3, du chapitre 4, (renforcement métallique).

$C = 2$ → Coefficient géométrique égale à 2 dans tous les cas.

$R_c = \frac{w}{S_h} = \frac{0.072}{0.5} = 0.144$ → R_c : est le taux de couverture des armatures de renforcement.

a) Calcul l'effort de frottement dans les lits de renforcement (P_{f1}) pour ($0 \leq h \leq 4$) (Figure 5.3) :

Avant de calculé l'effort de frottement (P_{f1}), on détermine L_{e1} et σ_{v1} :

$L_{e1} = L_1 = 8\text{ m} \rightarrow$ La longueur des armatures de renforcement dans la zone résistante est calculé à la base du mur.

$\sigma_{V1} = 17 \times 4 = 68 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ la contrainte verticale σ_{V1} dans ce cas, est calculé pour $0 \leq h \leq 4$.

D'où, après applications numériques on obtient :

$$P_{f1} = 8 \times 0.75 \times 0.4 \times 1 \times 2 \times 0.144 \times 68 = 47 \text{ KN/m}$$

b) Calcul l'effort de frottement dans les lits de renforcement (P_{f2}) pour ($4 \leq h \leq 10$) (Figure 5.4) :

Calcul de (L_{e2}) et de σ_{V2} :

La longueur L_{e2} des armatures de renforcement dans la zone résistante, est calculé par l'équation (4.11) :

$$L_{e2} = L_2 - L_{a2}$$

On calcul L_{a2} , à partir de l'équation (4.12), pour 6m de profondeur ($z = 6\text{ m}$) :

$$L_{a2} = 0.6 \times 10 - \left\{ \frac{6 + (10 - 10)}{10} \right\} (0.6 \times 10) = 2.4 \text{ m}$$

$$L_{e2} = 11 - 2.4 = 8.6 \text{ m}$$

$\sigma_{V2} = 17 \times 6 = 102 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ la contrainte verticale σ_{V2} dans ce cas, est calculé pour $4 \leq H \leq 10$

D'où, après applications numériques on obtient :

$$P_{f2} = 8.6 \times 0.75 \times 0.4 \times 1 \times 2 \times 0.144 \times 102 = 75.79 \text{ KN/m}$$

V.2.8 Vérification de la stabilité interne du mur

a) Vérification de la résistance des lits de renforcements

La vérification de la résistance des lits de renforcement se fait par la relation de l'équation (4.8) :

$$\mathbf{T}_{\max} \leq \frac{R_{tc}}{FS_{(B)}} = \frac{w \cdot t \cdot F_y}{FS_{(B)}}$$

Pour : $w = 0.072 \text{ mm}$; $t = 0.006 \text{ mm}$; $F_y = 240 \text{ MN/m}^2$; $FS_{(B)} = 1.5$

$$\mathbf{T}_{\max} = 51.66 \text{ KN/m} < \frac{0.072 \times 0.006 \times 242000}{1.5} = 69.69 \text{ KN/m}$$

\rightarrow La résistance à la traction des lits de renforcement est vérifiée.

b) Vérification de la résistance à l'adhérence sol/armatures

La vérification de la résistance des lits de renforcement se fait par la relation de l'équation (4.15). Dans notre cas on doit vérifier ($T_{\max 1}$) avec (P_{f1}) et ($T_{\max 2}$) avec (P_{f2}):

$$T_{\max 1} \leq P_{f1} = L_{e1} \cdot \phi \cdot F^* \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c \cdot \sigma_{v1}$$

$$T_{\max 2} \leq P_{f2} = L_{e2} \cdot \phi \cdot F^* \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c \cdot \sigma_{v2}$$

Après applications numériques :

$$T_{\max 1} = 16.52 \text{ KN/m} < P_{f1} = 47 \text{ KN/m}$$

$$T_{\max 2} = 35.14 \text{ KN/m} < P_{f2} = 75.79 \text{ KN/m}$$

→ La résistance à l'adhérence sol/armatures est vérifiée.

V.2.9 Conclusion

Les dimensions de ce mur vérifient les critères de la stabilité interne et externe. Elles seront retenues si elles vérifient les critères de la stabilité globale en cherchant tous les surfaces probables de glissement potentiel qui peuvent être profondes ou non.

Conclusion générale

Ce travail avait pour but de mettre en lumière les règles et les principes de conception et de calcul des ouvrages en Terre Armée. Les calculs effectués ont été basés sur le règlement américain des autoroutes (AASHTO, 2017).

Les principaux points pratiques qui peuvent être tirés de ce travail sont les suivants :

- Les ouvrages en Terre Armée sont des massifs formés d'un matériau composite combinant des couches de remblai compactés et des lits de renforcements en armatures qui peuvent être métalliques ou synthétiques.
- Un mur de soutènement en Terre Armée se comporte comme un mur poids, où la stabilité externe est assurée par le poids du remblai.
- Un mur en Terre Armée se comporte en ouvrage souple pouvant s'adapter à des déformations relativement importantes, ce qui lui confère un avantage indéniable par rapport aux murs rigides traditionnels.
- Le dimensionnement d'un mur en Terre Armée doit satisfaire les critères de la stabilité interne, externe et globale de l'ouvrage.
- C'est une technique qui présente de nombreux avantages : souplesse, économique, esthétique, capacité à supporter des tassements différentiels, tolérance aux séismes.... Et qui n'a pas les inconvénients des murs en béton classiquement coulés en place (hauteur limitée, coût ...).

Enfin ce travail a été couronné par une application numérique, où j'ai pu mettre en pratique et en évidence les bases de conception et de calcul présentées dans le chapitre 4.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2017). "LRFD Bridge Design Specifications". 8th Edition, Washington, D.C., USA.

Barja M.Das "Fundamentals of Geotechnical Engineering"-2007
Third Edition.

BOUAFIA Ali "Conception et calcul des ouvrages géotechniques"-2010
Edition « Les pages bleues ».

École central de Lyon "Murs de soutènement-Comparaison environnementale et Financière de différentes technologies"-2014. Mémoire de fin d'études.

École d'ingénieurs du groupe ei-CESI "Comment définir un soutènement par palplanches, ainsi que son moyen de mise en œuvre et tous ses coûts induits"-2011- Synthèse scientifique technique.

École national des Travaux Publics de l'état Français "Cours de mécanique des sols 2 – Rideaux de palplanches"-2006/2007.

Federal Highway administration (FHWA) "Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I"- 2009. US Department of Transportation Publication.

Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), "Ouvrages de soutènement, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivie et le diagnostic"-2003.

Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA) "Ouvrages de soutènement en Terre Armée-Recommandations et règles de l'art"-Septembre 1979.

Malorie JACQUELIN "Conception et calcul des murs de soutènement en Terre Armée"-2006/2007. Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics.

Ming XIAO, Daniel BARRET "Geotechnical Engineering Design"-2015. Wiley BLACKWELL.

Philippe Reiffsteck "Cours Terre Armée"-2007/ 2008. ENS CACHAN avec la collaboration Du laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC).

SCHLOSSER François "Mur de soutènement"-1977. Techniques de l'ingénieur.

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (SETRA) "Les ouvrages de soutènement-guide de conception générale"-Décembre1998.

ANNEXE A

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O’Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

1. The minimum load factor will be used for the vertical component, always in conjunction with the maximum load factor for the corresponding horizontal component.
2. Extreme Event Limit State for seismic loading
3. Extreme Event Limit State for parapet collision force, CT

ANNEXE B

Table 11.5.7-1—Resistance Factors for Permanent Retaining Walls

Wall-Type and Condition		Resistance Factor
Nongravity Cantilevered and Anchored Walls		
Axial compressive resistance of vertical elements		Article 10.5 applies
Passive resistance of vertical elements		0.75
Pullout resistance of anchors ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Cohesionless (granular) soils • Cohesive soils • Rock 	0.65 ⁽¹⁾ 0.70 ⁽¹⁾ 0.50 ⁽¹⁾
Pullout resistance of anchors ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Where proof tests are conducted 	1.0 ⁽²⁾
Tensile resistance of anchor tendon	<ul style="list-style-type: none"> • Mild steel (e.g., ASTM A615 bars) • High strength steel (e.g., ASTM A722 bars) 	0.90 ⁽³⁾ 0.80 ⁽³⁾
Flexural capacity of vertical elements		0.90
Mechanically Stabilized Earth Walls, Gravity Walls, and Semigravity Walls		
Bearing resistance	<ul style="list-style-type: none"> • Gravity and semigravity walls • MSE walls 	0.55 0.65
Sliding		1.0
Tensile resistance of metallic reinforcement and connectors	Strip reinforcements ⁽⁴⁾	0.75
	Grid reinforcements ^{(4) (5)}	0.65
Tensile resistance of geosynthetic reinforcement and connectors	<ul style="list-style-type: none"> • Static loading 	0.90
Prefabricated Modular Walls		
Bearing		Article 10.5 applies
Sliding		Article 10.5 applies
Passive resistance		Article 10.5 applies

⁽¹⁾ Apply to presumptive ultimate unit bond stresses for preliminary design only in Article C11.9.4.2.

⁽²⁾ Apply where proof test(s) are conducted on every production anchor to a load of 1.0 or greater times the factored load on the anchor.

⁽³⁾ Apply to maximum proof test load for the anchor. For mild steel apply resistance factor to F_y . For high-strength steel apply the resistance factor to guaranteed ultimate tensile strength.

⁽⁴⁾ Apply to gross cross-section less sacrificial area. For sections with holes, reduce gross area in accordance with Article 6.8.3 and apply to net section less sacrificial area.

⁽⁵⁾ Applies to grid reinforcements connected to a rigid facing element, e.g., a concrete panel or block. For grid reinforcements connected to a flexible facing mat or which are continuous with the facing mat, use the resistance factor for strip reinforcements.

ANNEXE C

Caractéristiques des différents types d'écailles couramment utilisées aujourd'hui

ÉCAILLE EN BETON DE 14 CM D'ÉPAISSEUR TYPE C4 - ARMÉE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Écaille courante surface nominale : 2,25 m²

Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm

Tolérances générales : ± 5 mm

Tolérance sur l'épaisseur : - 5 / + 10 mm

Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm

Différence entre les longueurs des deux diagonales : 10 mm maximum

BETON

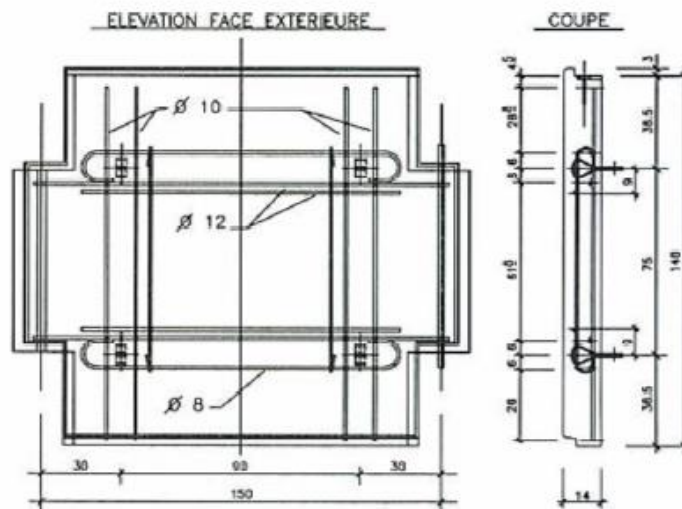
Les écailles sont exécutées en béton vibré normalisé B30 confectionné en centrale.

Dimension maximale des agrégats : Cg = 25 mm

Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55

Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton pré-contraint" peuvent être utilisés

Résistances caractéristiques à la compression: Fc28 = 30 MPa
à la traction: Ft28 = 2.85 MPa



ARMATURES

Barres à haute adhérence, en acier écroui, classe FeE400 ou FeE500 à limite d'élasticité garantie Fe = 400 ou 500 MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :

a) Type ADRISS à queue d'arête - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
ou

b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN, (coefficient de sécurité 3)

2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 890 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : gris clair

3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm

4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.

Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défaut de surface grossier.

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.

ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'ÉPAISSEUR

TYPE C6 - ARMÉE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Écaille courante surface nominale : 2,25 m²

Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm

Tolérances générales : ± 5 mm

Tolérance sur l'épaisseur : - 5 / + 10 mm

Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm

Différence entre les longueurs des deux diagonales : 10 mm maximum

BETON

Les écailles sont exécutées en béton vibré confectionné en centrale.

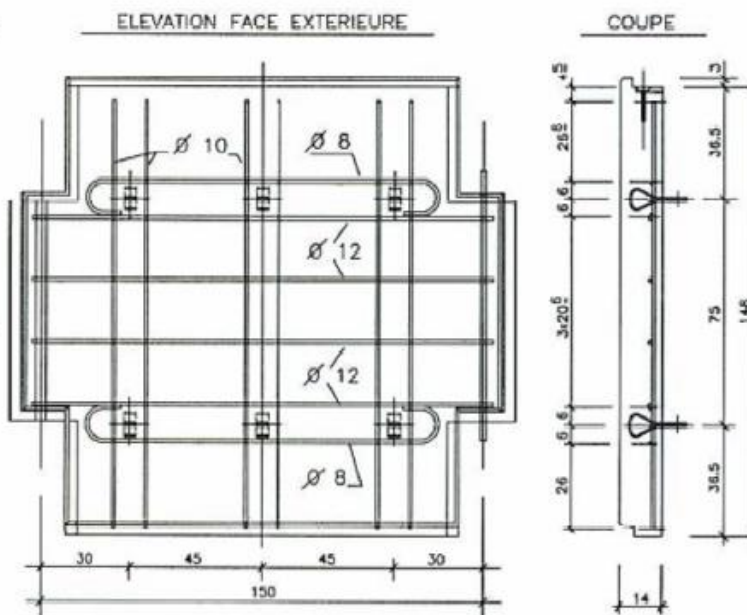
Dimension maximale des agrégats: Cg = 25 mm

Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55

Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton précontraint" peuvent être utilisés

Résistances caractéristiques à la compression:
Fc28 = 30 MPa
à la traction:

Ft28 = 2.85 MPa



ARMATURES

Barres à haute adhérence, en acier écroui, classe FeE400 ou FeE500 à limite d'élasticité garantie Fe = 400 ou 500 MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :

a) Type ADRISS à queue d'aronde - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
ou

b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN, (coefficient de sécurité 3)

2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 890 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : gris clair

3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm

4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.

Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défaut de surface grossier.

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.

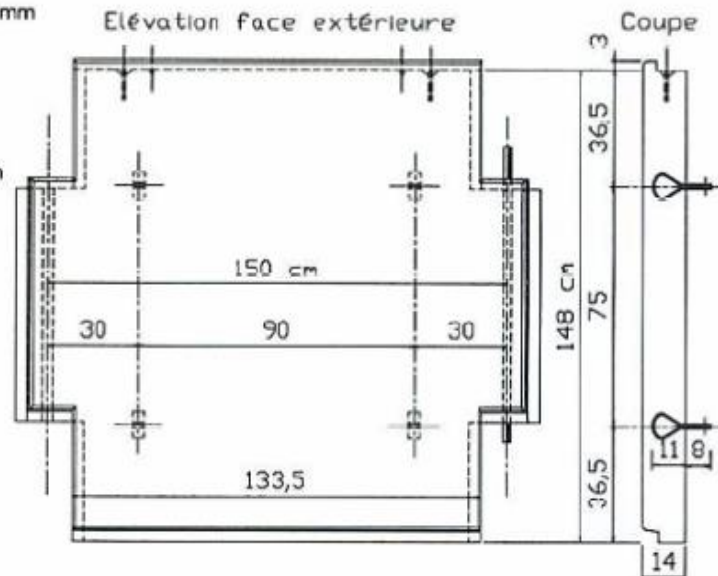
UTILISATION DE L'ECAILLE TYPE C6

Les écailles de 14 cm armées, type C6 à 6 amorces de 45 mm de largeur peuvent être associées à 6 armatures à haute adhérence renforcées de section 45 x 5 (voir fiche technique n°1 ou 2) en acier Fe 510c. La pression au centre de l'écaille ne doit pas dépasser la pression de calcul (E.L.U.) égale à 130 kPa.

ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'ÉPAISSEUR TYPE A4 - NON ARMÉE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Écaille courante surface nominale : 2,25 m²
Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm
Tolérances générales : ± 5 mm
Différence entre les longueurs
des deux diagonales : 10 mm maximum
Tolérance sur l'épaisseur : - 5, + 10 mm
Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm



BETON

Les écailles sont exécutées en béton vibré normalisé B30 confectionné en centrale.
Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55
Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton précontraint" peuvent être utilisés.
Valeur caractéristique requise de la résistance à la compression : $F_{c28} = 30$ MPa
Résistance caractéristique à la traction : $F_{t28} = 2,85$ MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :
 - a) Type ADRISS à queue d'aronde - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
ou
 - b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN (coefficient de sécurité 3)
2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 890 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : noir
3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm
4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

NATURE DES CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.
Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défaut de surface grossier.
Mesure de la résistance à la traction à 28 jours et 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 DE L'ECAILLE TYPE A4

Les écailles de 14 cm non armées, type A4 à 4 amorces de 45 mm de largeur peuvent être associées à 4 armatures à haute résistance de section 45 x 5 (voir fiche technique n°1 ou 2) en acier Fe 510c.
Elles peuvent être associées à des armatures plus nombreuses (doublées sur une même amorce) quand cela est justifié par la considération du critère d'adhérence. Dans tous les cas, la pression moyenne au centre de l'écaille ne doit pas dépasser la pression de calcul (E.L.U.) égale à 50 kPa.