

Sommaire

Introduction.....	1
Chapitre 1 Mouvement de terres	
1-Introduction	4
2-Définition des mouvements de terrains.....	5
3-Cause d'un mouvement du terrain.....	5
3.1. Les paramètres naturels	5
3.2. Les paramètres humains.....	6
3.3. Différents types de mouvements de terrains.....	6
a. Les mouvements lents	6
b. Les mouvements rapides	7
3.3.1 Les effondrements et affaissements.....	7
3.3.1.1 Les affaissements.....	8
3.3.1.2 les effondrements.....	8
a. Paramètres naturels influençant la rupture.....	9
b. Les paramètres anthropiques influençant la rupture.....	9
3.3.2. Les techniques de protection.....	9
3.4. Tassements générés par le retrait ou le gonflement des argiles.....	10
3.5 Les éboulements, les chutes de blocs et de pierres.....	11
3.6 Les glissements, coulées de boue associées et fluages.....	12
4.Stabilisation des terrains en mouvement.....	14
4.1Le drainage.....	14
4.1.1Dispositifs de drainage.....	14
A. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	15
B. Tranchées drainantes.....	15
C. Drains subhorizontaux.....	15
D. Masques et éperons drainants.....	16
E. Drains verticaux.....	16
4.2. Méthodes de renforcement.....	17
4.2.1. Terrassements.....	17
4.3. Ouvrages de soutènements.....	19
5. Conclusions du chapitre.....	21
Chapitre 2 les ouvrages de soutènements	
1. introduction	23
2. Différents types d'ouvrages de soutènement	23
2.1 Les murs poids.....	23
A) Murs de soutènement en pierres sèches	23
B) Les gabions	24
C) Les murs poids classiques	26
D) Les murs cantilevers	27
E) Mur en T avec console	28
F) Mur en T avec contreforts	28
2.2.Les écrans plans	29
A) Les parois moulée	29
B) Les parois berlinoises.....	30
C) Les palplanches	31
1. La palplanche en bois	31
2 .La palplanche en béton armé	32
3. La palplanche en acier	33

4. La palplanche en PVC	34
5. La palplanche en fibre de verre.....	36
2.3. Les murs composés.....	37
A) Murs cloués en béton.....	37
2.3.1 Les ouvrages en terre armée	38
2.3.2 Les éléments de la Terre Armée	38
A) Les pneus sol.....	39
B) Les géosynthétiques.....	40
1-géotextiles.....	40
2-Géogrilles.....	41
3-Géomembrane.....	42
2.4. Renforcement de sol	43
2.4.1 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement.....	43
3. Conclusion du chapitre.....	44
Chapitre 3 Conception et calcul d'un mur de soutènement en béton armé	
1. Présentation de l'ouvrage.....	46
2. Propriétés des matériaux.....	47
2.1 Le béton.....	47
2.2 Les aciers.....	49
3. Règlements utilisés.....	52
3.1 Principe du béton armé.....	52
3.2 Principe d'application des règles CBA/93.....	52
3.3 Les états limitent.....	52
4. Rappels sur le calcul de la poussée des terres.....	56
5. Vérification de la stabilité des murs de soutènements	58
5.1 Vérification de la stabilité du mur au glissement.....	59
5.2 Vérification La stabilité du mur au renversement.....	59
5.3 Vérification des contraintes sous la semelle de fondation.....	59
6. Conception et calcul d'un mur en beton arme.....	60
6.1 Etude géotechnique du terrain.....	60
Partie a - vérification de la stabilité du mur.....	62
A.1. Vérification du glissement.....	63
A.2. Vérification du renversement.....	64
A.3. Vérification du risque de poinçonnement du sol.....	65
Partie b – ferrailage du mur.....	67
B.1. Ferrailage à l'état limite ultime.....	67
B.2. Ferrailage à l'état limite de service.....	70
B.3. Ferrailage du rideau.....	72
B.4. Ferrailage de la semelle de fondation	73
Partie c - Calcul du mètre	74
C.1 Béton	74
Conclusion du chapitre.....	76

Liste figure

Figure 1 : Différent type mur de soutènement.....	1
Figure 2 : Mur voile.....	2
Figure 1.1 : Processus d'effondrement des cavités souterraines.....	4
Figure 1.2 : Exemple de mouvements de terres.	5
Figure 1.3 : La décompression des roches est à l'origine de l'effondrement du toit des cavités ou Terraines.....	7
Figure1.4 : Affaissement à château double	8
Figure1.5 : Effondrement par rupture.	8
Figure1.6 : Effondrement par rupture de piliers.....	8
Figure 1.7 : Phénomène de tassement latéral.....	10
Figure 1.8 : Processus de retrait-gonflement des sols argileux.....	11
Figure 1.9 : Chutes de pierres	12
Figure 1.10 : Exemples de glissements de terrains.	12
Figure 1.11 : Schématisation d'une coulée boueuse.....	13
Figure 1.12 : Schéma d'une tranchée drainante.....	14
Figure 1.13 : Schéma d'un éperon drainant	15
Figure 1.14 : Drains subhorizontaux.....	16
Figure 1.15 : Les travaux de terrassements	17
Figure 1.16 : Méthodes de terrassements	19
Figure 2.1 . Mur en pierres sèches	24
Figure 2.2 . Le drainage des murs secs.	24
Figure 2.3 . Chantier en cours de réalisation utilisant le technique gabion	25
Figure2.4 . Gabions à double torsion	25
Figure 2.5 . Gabions électro soudés.....	26
Figure 2.6 . Schéma d'un mur poids classique	27
Figure 2.7 . Schéma d'un mur cantilever.	27
Figure 2.8 . Mur en T avec contreforts	28

Figure 2.9. Renforcement par butons	31
Figure 2.10. Renforcement par tirants.	31
Figure 2.11. Exemples de réalisation en palplanche bois/ protection de berge à gauche et droite et batardeau au centre.	32
Figure 2.12. Mise en place de palplanche en PVC.	35
Figure 2.13. Exemple de mur cloué.	37
Figure 2.14. Domaines d'utilisation de la terre armée.	39
Figure 2.15. Mur en pneu sol.	39
Figure 2.16. Exemple de géo textile.	41
Figure 2.17. Exemple de géo grille.	41
Figure 2.18. Exemple de géo membrane	42
Figure 2.19. Exemple de géomembrane.....	42
Figure 3.1. Vue d'ensemble du mur de soutènement étudié.	46
Figure 3.2. Armatures à haute adhérence	50
Figure 3.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier.	51
Figure 3.4. Diagramme parabole-rectangle.	53
Figure 3.5. Diagramme des déformations limites de la section	54
Figure 3.6. Répartition triangulaire de la poussée des terres sur le rideau.	57
Figure 3.7. Répartition rectangulaire de la poussée des surcharges sur le rideau.....	57
Figure 3.8. Schéma du mur étudié.	60
Figure 3.9. Répartition des contraintes sous la semelle à l'état limite de service.	66
Figure 3.10. Répartition des contraintes sous la semelle à l'état limite ultime.	67
Figure 3.11. Schéma statique du rideau.	68
Figure 3.12. Répartition des contraintes sur la semelle avant du mur à l'état limite ultime...	69
Figure 3.13. Répartition des contraintes sur la semelle avant du mur à l'état limite de service.	71
Figure 3.14. Détail du ferrailage longitudinal du rideau (face intérieure).	72
Figure 3.15. Détail du ferrailage longitudinal du rideau (face extérieure).	73

Figure 3.16. Schéma de ferrailage de la semelle.	73
Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la semelle.	73
Figure 3.18. Vue globale du schéma de ferrailage du mur.	74

Liste Tableau

Chapitre 3 : CONCEPTION ET CALCUL D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME

Tableau 3.1: Composition du béton utilisé	47
Tableau 3.2. Valeurs des forces et des bras de leviers des forces stabilisatrices.	65
Tableau 3.3. Valeurs des forces et des bras de leviers des forces de renversements.	65
Tableau 3.4: Consommation en matériau du béton utilisé.	75
Tableau 3.5. Aciers pour la confection de la semelle.	75
Tableau 3.6. Aciers pour la confection du rideau.	75

1. Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci. En pratique 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.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses.

Ils se distinguent principalement par :

- leur mode de fonctionnement
- les matériaux qui les constituent
- leur mode d'exécution
- leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,.....)

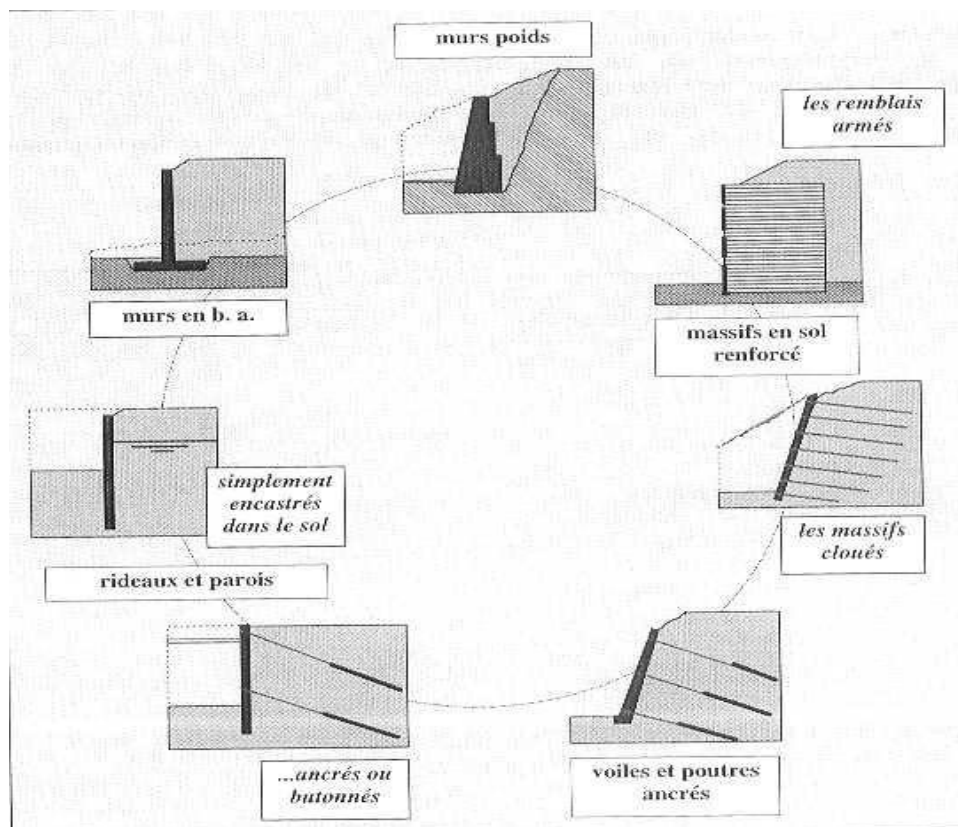


Figure 1 : Différent type mur de soutènement

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu.

Ainsi, si l'on excepte les techniques de soutènement de type « terre armée » ou parois ancrées, on peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories :

a) Les ouvrages rigides :

Pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

b) Les ouvrages souples :

Pour lesquels la surface de contact est déformable. Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

Le présent cours « Ouvrages de soutènement » se distingue en deux parties :

- Une première séance est consacrée à l'étude des soutènements rigides. C'est l'objet de ce propos.
- Une seconde partie s'attachera à l'étude particulière des rideaux de palplanches.

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (figure 2) : un fut, paroi résistance destinée les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage

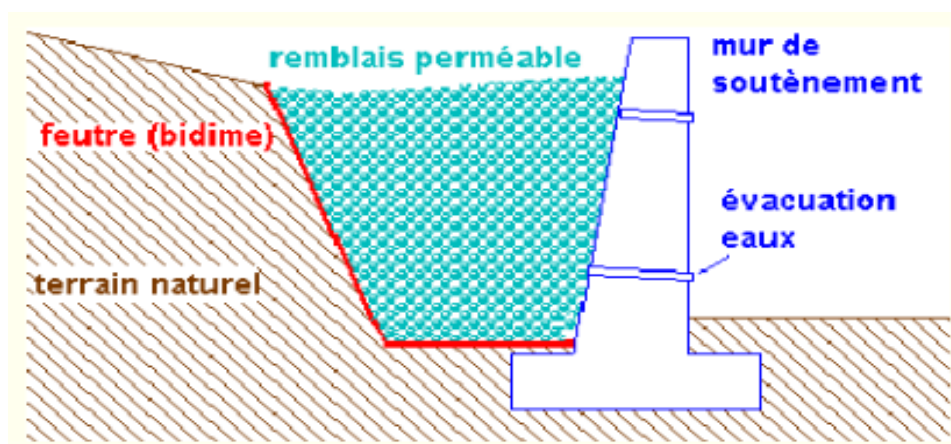


Figure 2 : Mur voile

Chapitre 1

Mouvements De Terres

1. INTRODUCTION

Les mouvements de terres sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent au niveau mondial la mort de 800 à 1000 personnes par an, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers (le séisme d'El Asnam du 10/10/1980 a causé la mort de plus de 3000 personnes). Les mouvements de terres constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux : des estimations en Algérie parle de plus de 1500 milliards de dégâts à cause des glissements.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrains tels que la géologie, l'hydrogéologie, et l'urbanisation.

Les mouvements de terres engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Il est possible d'agir sur ces risques de deux manières, en intervenant sur l'aléa ou sur les enjeux. Les mesures de protection mises en place visent à réduire au maximum l'aléa dans les zones menacées. La prévention permet de réduire la vulnérabilité au sein de ces secteurs, par l'information des populations, l'adoption de mesures d'urbanisme ou de mesures constructives, l'étude et la surveillance de mouvements actifs.

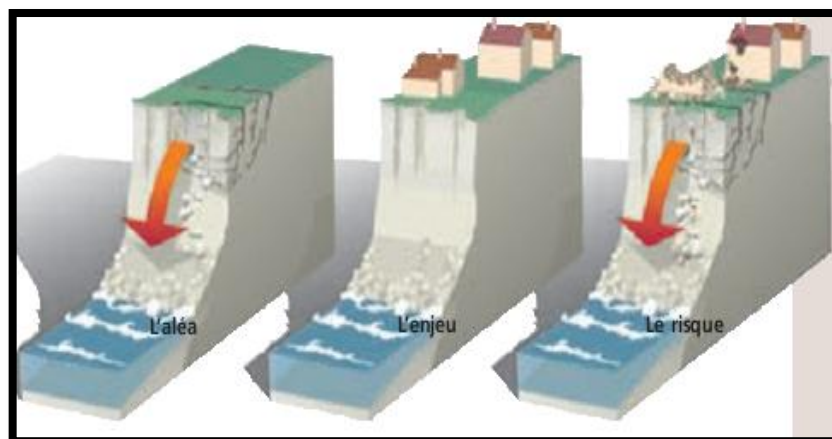


Figure 1.1. Processus d'effondrement des cavités souterraines.

2. DEFINITION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.



Figure. 1.2. Exemple de mouvements de terres.

3. CAUSES D'UN MOUVEMENT DE TERRAIN

Différents paramètres aussi bien naturels qu'humains, peuvent intervenir dans la formation des mouvements de terrains.

3.1. Les paramètres naturels

Les paramètres naturels sont représentés par les causes suivantes :

- ✚ La gravité qui agit sur les pentes, et sur les cavités.
- ✚ L'aspect géologique et géomorphologique (composition du terrain, des couches, l'alternance de couches dures et de couches tendres, pendage des couches, sol retenant ou non l'eau).
- ✚ L'eau, essentiellement par son action érosive que ce soit sous forme liquide (pluie, rivière), solide (neige, glace), ou par l'alternance gel-dégel. L'action de l'eau se déroule aussi bien en surface que dans le sous-sol.

- ✚ Le soleil et une de ses conséquences la sécheresse, qui modifie la topographie du sol.
- ✚ Les séismes.

3.2. Les paramètres humains

Les paramètres humains interviennent soit par l'activité soit par l'urbanisation.

Par l'activité humaine:

- ✚ Exploitation du sous-sol par les mines, les caves, les galeries, les carrières, Surexploitation,
- ✚ Rupture de canalisation d'eau en sous-sol, terrassements, vibrations, etc.

Par l'urbanisation :

- ✚ Les tassements générés par les constructions,
- ✚ Les pressions.

3.3. Différents types de mouvements de terrains

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués :

a. Les mouvements lents : ils entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

- ✚ les **affaissements** consécutifs à l'évolution cavités ou terrains naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution à mortier par le comportement souple des terrains superficiels ;
- ✚ les **tassements par retrait** de sols argileux et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes) ;
- ✚ le **fluage** de matériaux plastiques sur faible pente ;
- ✚ les **glissements**, qui correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles) ;
- ✚ le **retrait ou le gonflement** de certains matériaux argileux en fonction de leur teneur en eau

b. Les mouvements rapides : se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. On distingue les affaissements et les effondrements

- ✚ les **effondrements**, qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités ou terrains naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface ;
- ✚ les **chutes de pierres ou de blocs** provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés ;
- ✚ les **éboulements ou écroulements** de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants ;
- ✚ certains **glissements rocheux**.

Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

- ✚ les **laves torrentielles**, qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne ;
- ✚ les **coulées boueuses**, qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements.

3.3.1. Les effondrements et affaissements

Ces phénomènes sont liés à la présence de cavités ou terrains d'origine naturelle (phénomène de dissolution ou de suffusion) ou anthropique (exploitation souterraine, sape de guerre).

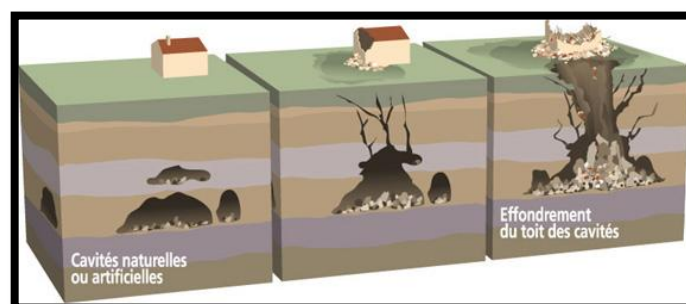


Figure 1.3. La décompression des roches est à l'origine de l'effondrement du toit des cavités ou terrains.

3.3.1.1 Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture.

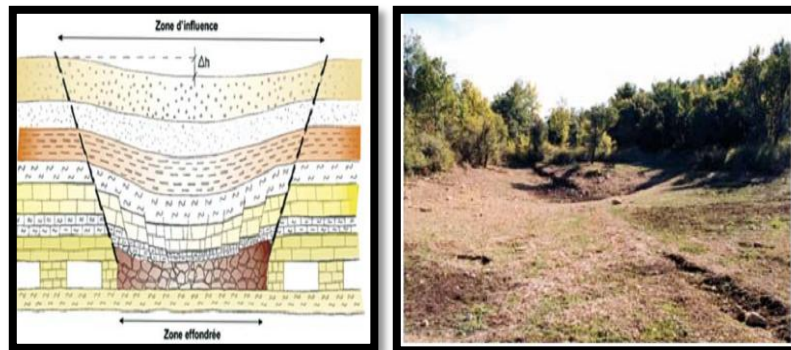


Figure1.4. Affaissement à château double.

3.3.1.2 Les effondrements : ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et dans ce cas concerner des superficies de plusieurs hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de fontis plus ou moins importants, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres.

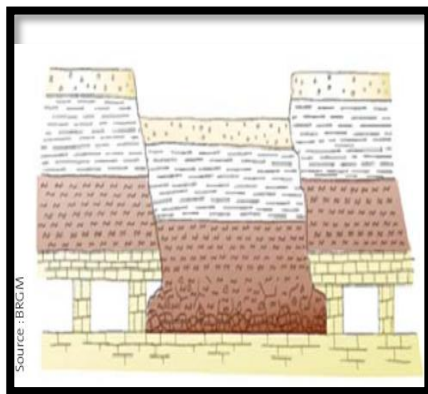


Figure1.5. Effondrement par rupture.



Figure1.6. Effondrement par rupture de piliers.

a. Paramètres naturels influençant la rupture

- ✚ **La géologie** : les matériaux ont une influence déterminante sur le déclenchement et l'évolution de ces phénomènes. Ils doivent être favorables à la création et au développement de cavités. La nature des terrains surmontant les cavités conditionne également le développement en surface du mouvement.
- ✚ **L'hydrogéologie** : la création de cavités naturelles dans le sous-sol est liée aux circulations souterraines d'eau qui entraînent des phénomènes d'érosion et d'altération dans les formations traversées. Dans les matériaux solubles tels le calcaire – formation de réseaux karstiques – ou le gypse, les écoulements souterrains d'eau dissolvent et entraînent les matériaux, formant ainsi ces cavités.

b. Les paramètres anthropiques influençant la rupture

- **Cavités souterraines** : l'exploitation de matériaux du sous-sol dans des marnières, des carrières ou des mines, puis l'abandon de ces structures peuvent entraîner des affaissements ou des effondrements. Le creusement de sapes de guerre durant la première guerre mondiale est également à l'origine de cavités, souvent mal localisées.

3.3.2 Les techniques de protection

Deux méthodes de protection peuvent être envisagées. La protection active consiste à éviter le déclenchement du mouvement. La protection passive s'attache à en contrôler les conséquences.

- ✚ **La protection active** : Elle consiste à soutenir et à consolider les cavités. Pour cela, il est possible de réduire la portée des vides en aménageant des appuis supplémentaires, par la réalisation de piliers en maçonnerie, dans les cavités accessibles, ou l'injection de coulis (mélange de béton et d'adjuvants) formant des plots. Si le vide considéré est proche de la surface, il est impératif de contrôler les infiltrations d'eau qui vont soutenir le phénomène.
- ✚ **La protection passive** : vise à renforcer les structures des constructions menacées pour qu'elles ne subissent pas les conséquences des affaissements. La réalisation de fondations profondes, traversant la cavité, peut être un autre

moyen de se protéger. Enfin, les réseaux enterrés doivent être conçus dans des matériaux résistants aux déformations.

3.4. Tassements générés par le retrait ou le gonflement des argiles

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable, produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomènes de fluage avec ramollissement.

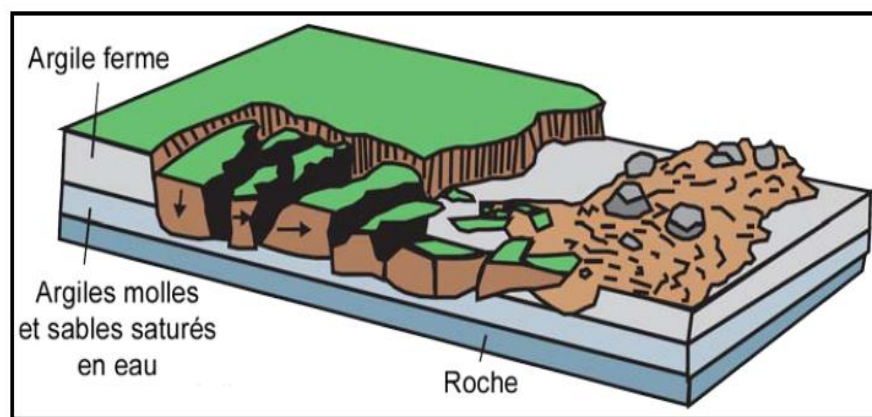


Figure 1.7. Phénomène de tassement latéral.

La nature du sol est un élément prépondérant, les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non négligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant, du fait de l'augmentation du déficit hydrique qu'ils provoquent notamment en période sèche. Une sécheresse durable ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes.

La lenteur et la faible amplitude des déformations rendent ces phénomènes sans danger pour l'homme, mais les dégâts aux constructions individuelles et ouvrages fondés superficiellement peuvent être très importants en cas de tassements différentiels.

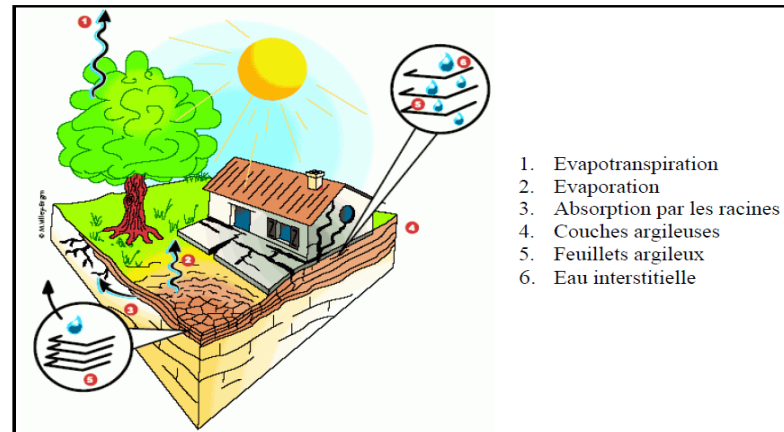


Figure 1.8. Processus de retrait-gonflement des sols argileux.

3.5. Les éboulements, les chutes de blocs et de pierres

Les chutes des masses rocheuses, pierres (volume inférieur à 1dm^3) ou blocs (volume supérieur à 1dm^3), sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines.

Les blocs peuvent rouler et rebondir, puis se stabiliser dans une zone dite d'épandage. La trajectoire la plus fréquente suit en général la ligne de plus grande pente, mais on peut observer des trajectoires très obliques résultant notamment de la forme géométrique de certains blocs (plaque roulante sur la tranche) et de petites irrégularités du versant. Les distances parcourues sont fonction de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol, et de la densité de la végétation.

La densité et l'orientation des discontinuités, la structure du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. La phase de préparation, caractérisée par l'altération et l'endommagement progressifs du matériau (fissures, fractures) peut être longue.

Les principaux facteurs naturels déclenchant sont les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, l'alternance gel/dégel, la croissance de la végétation, les secousses sismiques, l'affouillement ou le sapement de la falaise.

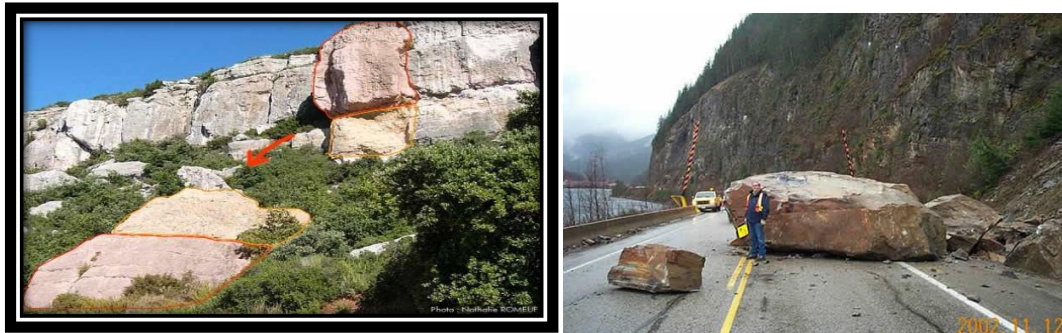


Figure. 1.9. Chutes de pierres.

3.6. Les glissements, coulées de boue associées et fluages

Le **glissement** est un déplacement généralement lent (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables. Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante et elle qu'un joint de stratification (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant. Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain actifs, niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de rétention d'eau.



Figure 1.10. Exemples de glissements de terrains.

Le fluage : est une déformation lente et irréversible d'un terrain qui subit des contraintes continues. La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. Elles sont caractérisées par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide.

Les coulées boueuses : elles se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau. Lorsque ces coulées charrient des éléments rocheux de diverses grosseurs, on parle alors de lave torrentielle. On distingue alors :

- ✚ **les conditions inhérentes au milieu** : la nature et la structure des terrains, la morphologie du site, la pente. Les matériaux affectés sont très divers et peuvent concerner soit le substratum rocheux soit les formations superficielles.
- ✚ **les facteurs déclenchant** : qui peuvent être d'origine naturelle (fortes pluies, fonte des neiges, affouillement des berges, effondrement de cavités ou séisme) ou d'origine anthropique suite à des travaux (surcharge en tête d'un talus ou d'un versant déjà instable, décharge en pied supprimant une buté est stabilisatrice, rejets d'eau, pratique culturale, déboisement).

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions.

Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète. L'expérience montre que les accidents de personnes dus aux glissements et coulées sont peu fréquents, mais possibles (cas d'un phénomène relativement rapide et/ou survenant de nuit. Les fluages peuvent provoquer des dégâts mineurs aux constructions.

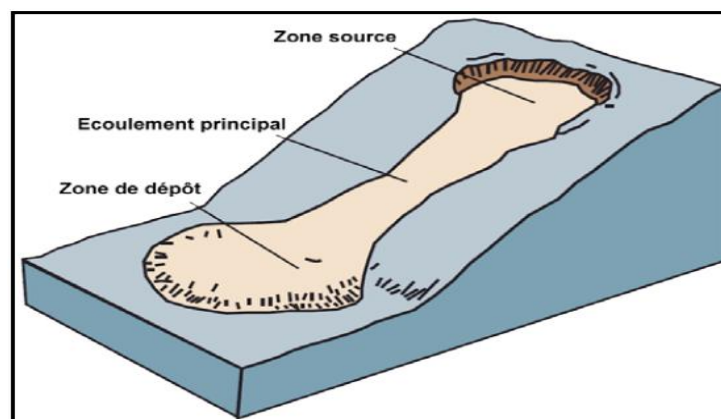


Figure I.11. Schématisation d'une coulée boueuse.

4. STABILISATION DES TERRAINS EN MOUVEMENT

4.1. Le drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- ✚ Eviter l'alimentation en eau du site ;
- ✚ Expulser l'eau présente dans le massif instable.

4.1.1. Dispositifs de drainage

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

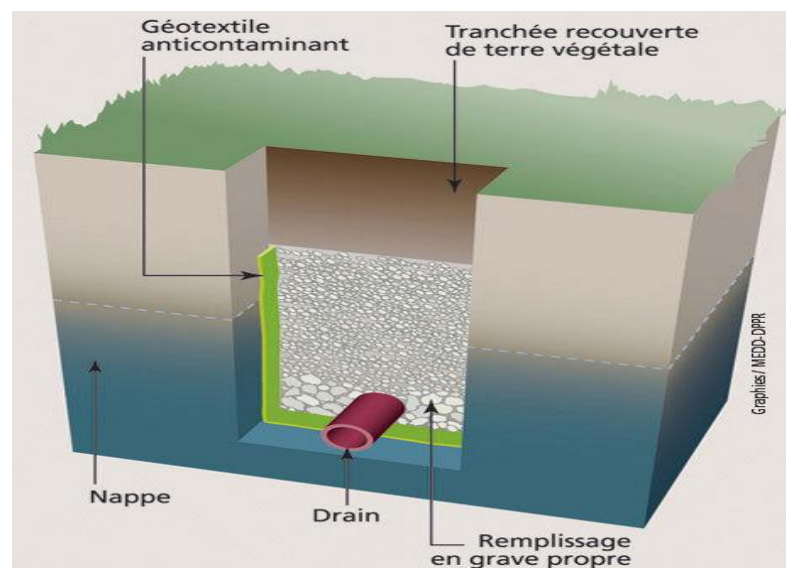


Figure 1.12. Schéma d'une tranchée drainante.

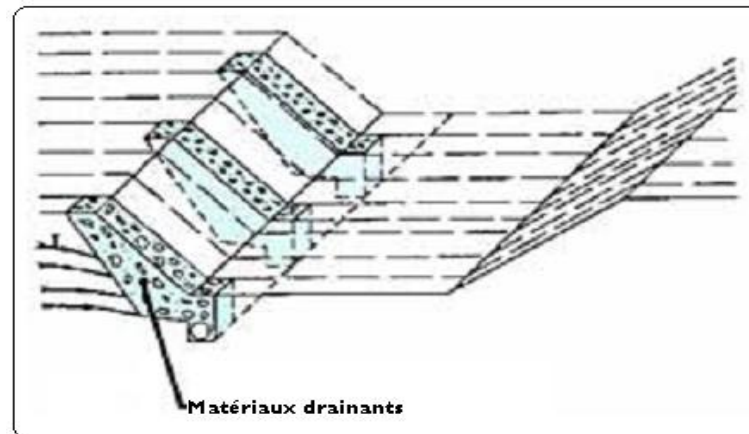


Figure 1.13. Schéma d'un éperon drainant.

A. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

B. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

C. Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque

drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

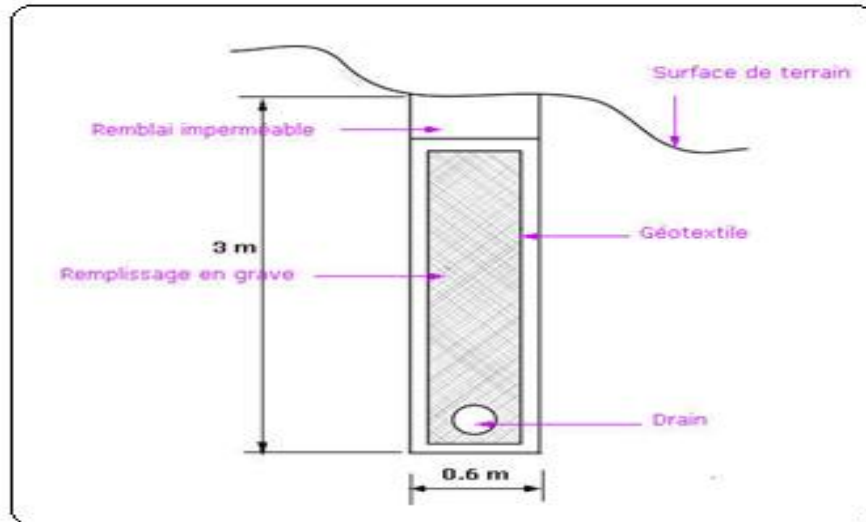


Figure 1.14. Drains subhorizontaux.

D. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

E. Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elles sont utilisées dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

4.2. Méthodes de renforcement

4.2.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement:

- ✚ les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- ✚ les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- ✚ les substitutions partielles ou totales de la masse instable.



Figure 1.15. Les travaux de terrassements

Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de

la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

- ✚ l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- ✚ l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

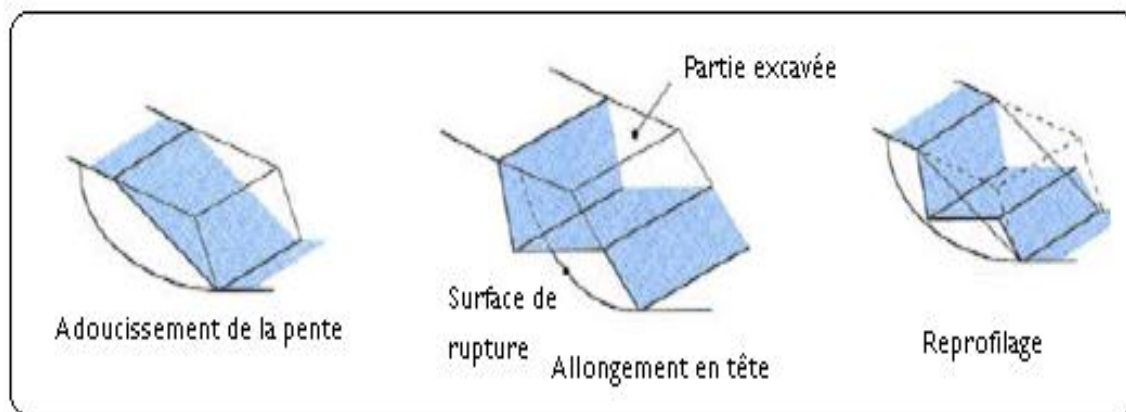


Figure 1.16. Méthodes de terrassements.

Substitution totale ou partielle.

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

4.3. Ouvrages de soutènements

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état

limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants.

Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe. (A titre d'exemple : sur la route d'accès au tunnel du Fréjus en France, les murs ancrés au rocher ont eu leurs ancrages rompus suite à une trop grande mise en tension de ceux-ci). Et la rupture en traction d'ancrages est un phénomène très violent. Pour comprendre ce risque il est parfois bon de raisonner en forces mises en présence, on se rend compte alors que les efforts que doit encaisser l'ouvrage sont démesurés.

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués: murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Les murs en terre armée de la route d'accès au tunnel du Fréjus se déplacent vers la vallée. C'est la présence d'un point fixe qui a entraîné des désordres.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

5.CONCLUSIONS DU CHAPITRE

Ce premier chapitre expose une brève synthèse sur les causes et principaux mouvements des terres. De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrains tels que la géologie, l'hydrogéologie, et l'urbanisation. Différents paramètres aussi bien naturels qu'humains, peuvent intervenir dans la formation des mouvements de terrains

Certaines régions de notre pays sont souvent concernés par des mouvements de terres, générés par des glissements, des inondations et des séismes. Ainsi des glissements de grandes ampleurs ont touchés les Wilayas de Souk-ahras, et de Skikda. Les éboulements survenus à béjaia et ayant causé la mort de plus personnes. Les séismes de Boumerdes et d'El Asnam qui ont généré des failles très importantes. Ces phénomènes qui touchent toutes les régions du monde sont de plus en plus fréquents et meurtriers.

Les ingénieurs et les entreprises développent et proposent des solutions technologiques de plus en plus élaborés pour réduire au maximum les effets des mouvements des terres. Certaines de ces solutions font l'objet du deuxième chapitre.

Chapitre 2

Les Ouvrages De Soutènements

1. INTRODUCTION

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide.

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai (rapportées) ; soit le terrain en place (en déblai). Il est employé 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 quelconque.

2. DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

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

- ✚ La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage ; ce sont les murs poids.
- ✚ La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ; ce sont les écrans plans.
- ✚ La poussée est reprise par des ancrages ; ce sont les murs composés.

2.1. Les murs poids

A. Murs de soutènement en pierres sèches

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènements avec des matériaux naturels, c'est-à-dire en pierres. En particulier, ces ouvrages étaient souvent basés sur la technique des pierres sèches : aucun liant (mortier ou ciment) n'est utilisé pour maintenir les pierres ensemble. De tels murs présentent des avantages sur un plan environnemental, mais aussi culturel.

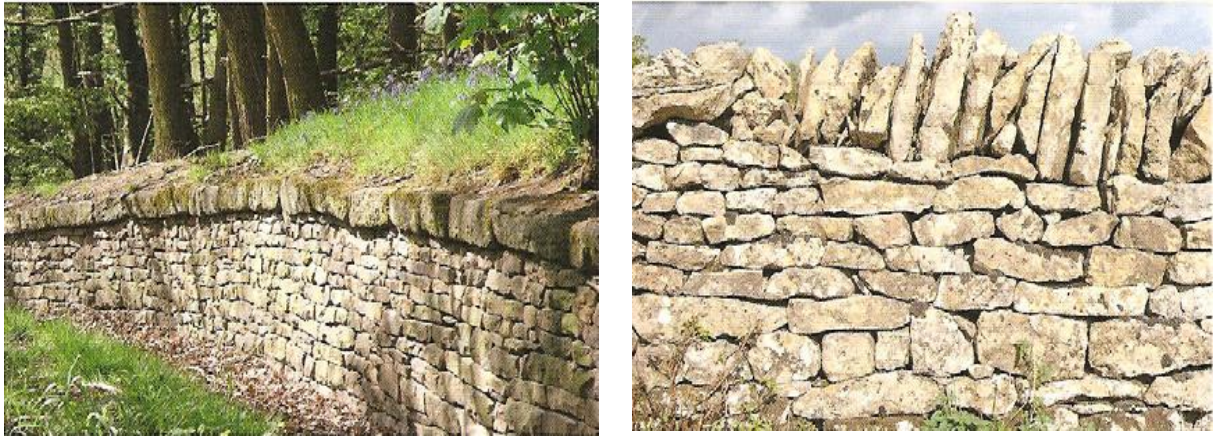


Figure 2.1. Mur en pierres sèches.

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 2.2. Le drainage des murs secs.

B. Les gabions

Les premiers gabions sont apparus en Chine et en Egypte. Il s'agissait de corbeilles obtenues par tressage d'osiers, remplies de pierres et de terres et destinées à protéger les berges de l'érosion.

Comme pour les murs en pierres sèches, ces murs semblent remplir toutes les exigences techniques et environnementales ; leur mise en œuvre est rapide, utilisant des pierres de tout type, ce qui permet dans la plupart des cas d'utiliser des matériaux «in-situ» et donc de diminuer sensiblement l'impact environnemental.



Figure 2.3. Chantier en cours de réalisation utilisant le technique gabion.

Réalisation d'un mur de soutènement en gabions

Un gabion désigne une cage, faite de solides fils d'acier et qui est remplie de pierres. Les ouvrages en gabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement.

Il existe deux types de grillage de gabions :

Les **gabions à double torsion**, à mailles hexagonales, qui sont obtenus par tissage de fils métalliques de petits diamètres (figure 2.4).

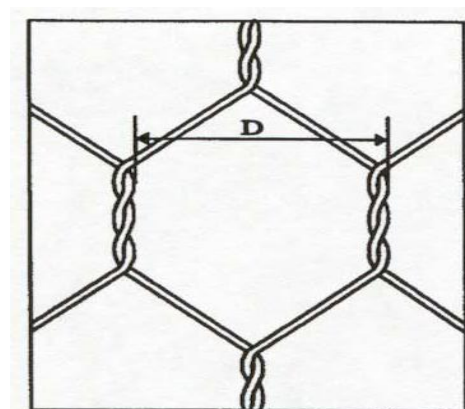


Figure 2.4. Gabions à double torsion.

Les **gabions électro soudés**, à maille carrée ou rectangulaire, qui sont obtenus par soudage électrique de barrettes d'acier (figure II.5). Ce type de gabion possède une meilleure tenue et une très bonne rigidité. Ils sont plus faciles à mettre en œuvre, leur finition est meilleure, plus soignée. De plus, ils sont facilement récupérables et recyclables.

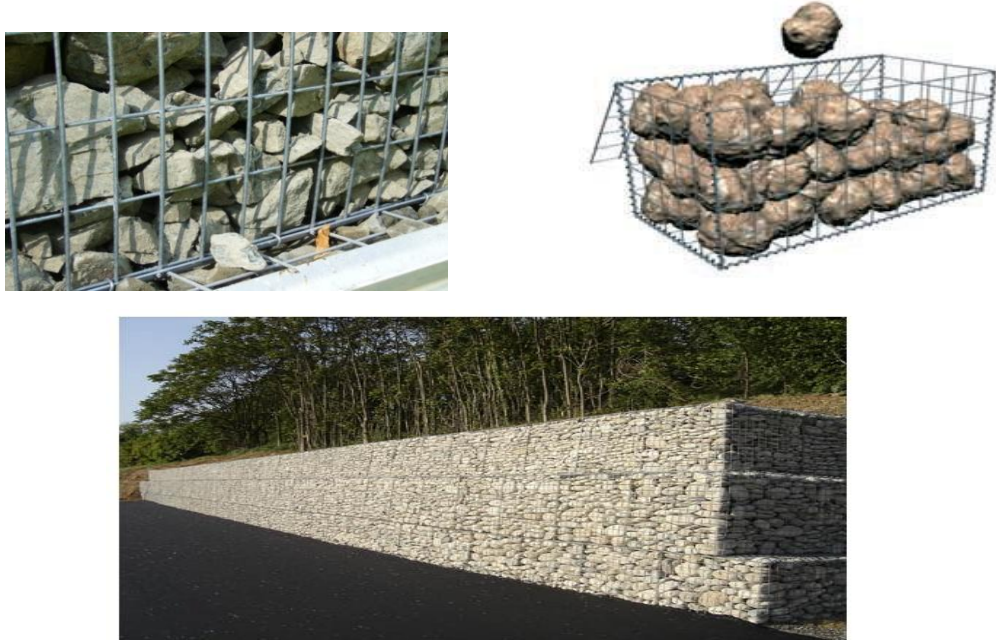


Figure 2.5. Gabions électro soudés.

Avantages de ce procédé

Ce procédé présente un nombre considérable d'avantages, citons :

- ✚ Mise en œuvre simple et rapide
- ✚ Résistance et souplesse
- ✚ Robuste et durable
- ✚ Économique. Juste remplissez pierre dans les gabions et scellez-le
- ✚ Drainant
- ✚ Ecologique
- ✚ Esthétique

C. Les murs poids classiques

Pour contrer la poussée des terres qui tendent à renverser le mur, il utilise son propre poids comme rempart. L'épaississement de la largeur à mesure que l'on se rapproche de la base s'explique par une poussée des terres nulle au sommet mais croissante en profondeur.

Quoique assez simple à réaliser, ce mur n'est pas économique pour des hauteurs supérieures à 3m.

Pour empêcher l'accumulation des eaux à l'arrière du mur (qui augmente considérablement les poussées), on met en place des dispositifs pour l'évacuation aussi rapide que possible de cette eau par des ouvertures ou barbacanes dans le mur (figure II.6).

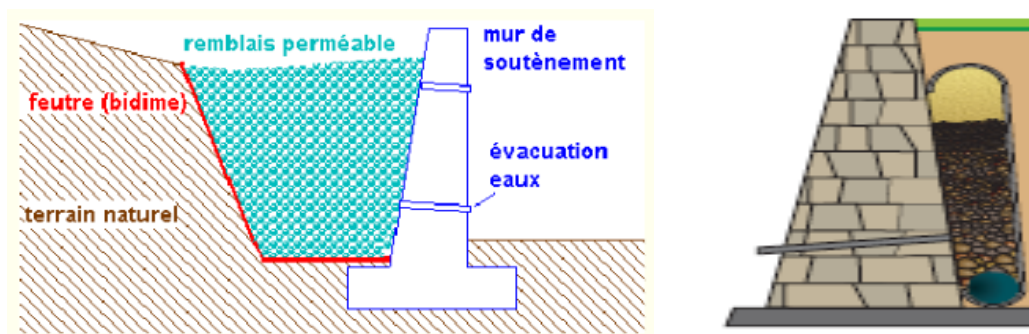


Figure 2.6. Schéma d'un mur poids classique.

D. Les murs cantilever

Ces murs vont limiter la tendance au renversement (due à la poussée des terres) par une large semelle dont le poids des terres en amont induit un moment qui va contre le basculement de l'ouvrage. Ces murs sont intéressants pour des hauteurs de 3 à 6m.

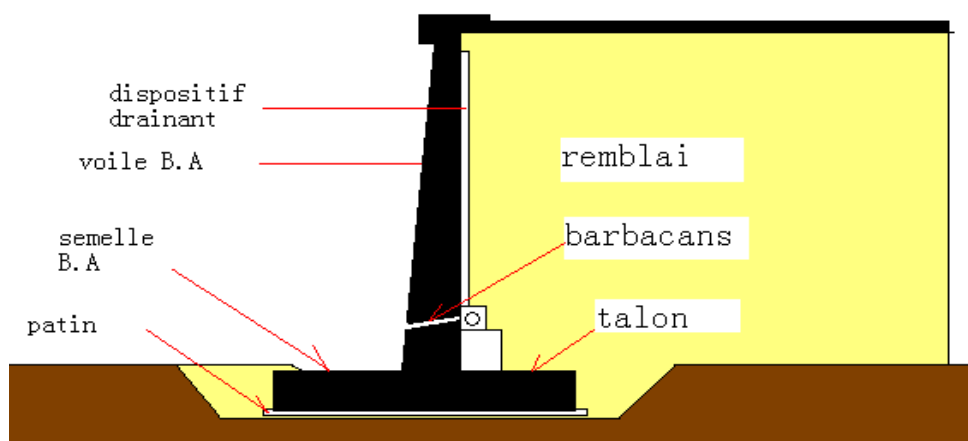


Figure 2.7. Schéma d'un mur cantilever.

E - Mur en T avec console

Une console est généralement placée, lorsque la hauteur du mur dépasse les 6 à 8 m (ordre de grandeur), pour diminuer la flexion du voile en béton et réduire l'effet de poussée. Puisque la flexion du voile est réduite, l'épaisseur du mur est également diminuée. Ce qui est un aspect non négligeable surtout, si le mur présente des dimensions importantes.

F - Mur en T avec contreforts

Les contreforts, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5 à 5m en ordre de grandeur), agissent en tant que raidisseurs du voile du mur (lorsque ce-dernier dépasse environ 6 à 8m). Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur considérable Ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus, le remblaiement est rendu moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait souvent du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable.

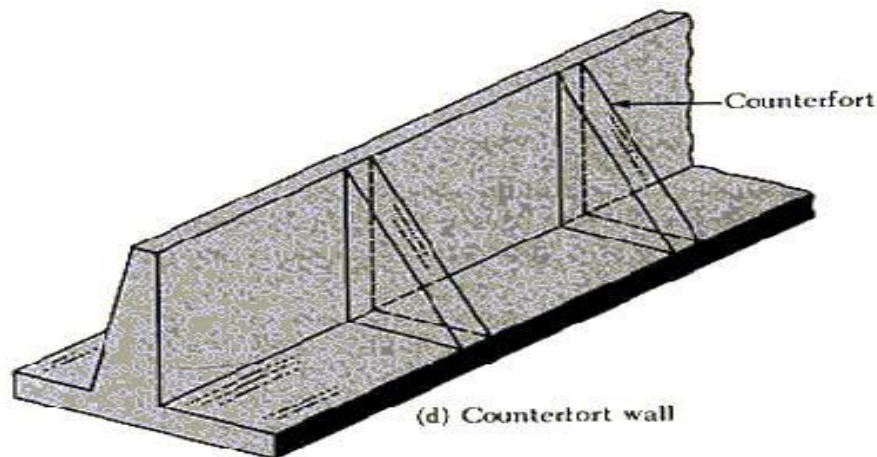


Figure 2.8. Mur en T avec contreforts.

Avantages des murs en T avec contre - fort

- ✚ Son coût (au point de vue quantité de béton en comparaison avec les murs poids en béton).
- ✚ Sa capacité à reprendre des efforts de poussée importants (moyennant console, contreforts).
- ✚ Sa conception partielle en atelier.
- ✚ Sa facilité de mise en œuvre.

- ✚ Sa capacité à retenir tout type de terrains.

Inconvénients

Cette solution présente quelques inconvénients comme par exemple :

- ✚ Ses fondations relativement importantes (qui dépendent de la stabilité du sol).
- ✚ Le dégagement des terres pour permettre le placement de la semelle.
- ✚ Exécution moins rapide.

2.2. Les écrans plans

A. Les parois moulées

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée.

Les avantages des parois moulées

- ✚ Continuité
- ✚ La résistance
- ✚ L'étanchéité
- ✚ Mise en œuvre peu bruyante

Les inconvénients

Cette solution présente quelques inconvénients comme par exemple

- ✚ l'évacuation de la boue (bentonite) de la tranchée après bétonnage constitue un problème pour l'environnement.
- ✚ Ancrage permanent
- ✚ Le procédé nécessite des grands moyens de mise en œuvre.

B. Les parois berlinoises

Dans son originalité, qui s'est développée lors de la construction du métro de Berlin, au début du 20^{ième} siècle, il s'agit de profils en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux.

Les murs à la berlinoise se caractérisent par une grande facilité d'adaptation aux différentes situations géologiques rencontrées (canalisation, ou conduite d'eau, etc.) parce que les distances entre les étais (profilées) peuvent être adoptées aux obstacles rencontrés pendant l'excavation et la méthode de remplissage (revêtement) de l'espace entre les étais peut être variée. C'est pour cela, les murs à la berlinoise sont utilisés de nos jours de plus en plus. Les parois sont généralement fixées contre le sol avec des cales ou d'autres moyens identiques.

Domaine d'utilisation des parois berlinoises

L'utilisation des parois berlinoises est nécessaire lors des constructions dans des emplacements restreints. En effet, elles démontrent toute leur efficacité lorsque des fouilles sont irréalisables en raison de talus à proximité immédiate d'ouvrages existants ou de terrains privés.

Elles sont le plus souvent utilisées en milieu urbain où la surface du chantier coïncide souvent à la surface de l'ouvrage à réaliser. La paroi berlinoise est généralement un ouvrage provisoire, mais peut devenir définitif selon l'utilité. Les avantages principaux sont la rapidité d'exécution et son retour sur investissement.



Figure 2.9. renforcement par butons



Figure 2.10. renforcement par tirants.

C - Les palplanches

La palplanche est une pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés.

Différents types de palplanches

1. La palplanche en bois

La palplanche en bois est utilisée depuis des centaines d'années. Le bois est le matériau le plus ancien de la construction, il est régulièrement utilisé pour des structures légères. À cet effet, il peut être utilisé pour des rondins placés dans le sol afin d'agir comme barrage brut, ce qui correspond à l'ancêtre de la palplanche.

Domaines d'utilisations

- ✚ Batardeau.
- ✚ Protection de berge.
- ✚ Barrage.



Figure 2.11. Exemples de réalisation en palplanche bois/ protection de berge à gauche et droite et batardeau au centre.

Domaine géotechnique

Le bois reste un matériau fragile notamment lors de sa mise en œuvre par battage. Il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux.

Avantages

- ✚ Matériau économique.
- ✚ Grande élasticité ce qui lui permet d'absorber l'énergie cinétique produite par un choc Dans le cas de soutènement de voie fluviale où les chocs sont fréquents. (Module d'Young entre 10000 et 15000 MPa).
- ✚ Esthétique.
- ✚ Peu de maintenance.

Inconvénients

- ✚ Faible durée de vie (environ 25 à 30 ans).
- ✚ Dégradation du bois.
- ✚ Résistance limite face à la poussée du sol (environ 20 à 30MPa en flexion).

2. La palplanche en béton armé

Au début des années 1910, le béton armé fut utilisé pour concevoir des palplanches plus résistantes face à la flexion imposée par la poussée des terres. Ce n'est qu'à titre rétrospectif que nous en mentionnons l'existence dans notre synthèse scientifique étant donné que ce type de palplanches n'est plus utilisé de nos jours. En effet, il ne présente plus aucun avantage face à l'apparition des palplanches acier sur le marché au cours des années 1960.

Domaines d'utilisation

- ✚ Soutènement.
- ✚ Batardeau.

Domaine géotechnique

Pour éviter la fissuration lors du battage, il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux.

Avantages

- ✚ Matériau économique,
- ✚ Géométrie adaptable aux besoins et contraintes du site,
- ✚ Pas de maintenance,
- ✚ Durée de vie (environ 50 ans).

Inconvénients

- ✚ Fissuration lors du battage et détérioration de la palplanche si le terrain est trop résistant,
- ✚ Serrures mal ajustées lors de la mise en place, il y a des problèmes d'étanchéité du rideau.

3 - La palplanche en acier

Pendant les années 1960, le cours du fer diminua de manière importante ce qui fit croître de manière exponentielle l'utilisation de l'acier dans les méthodes de soutènement. Ainsi, la palplanche acier qui existait depuis 1910 devint intéressante uniquement à partir de 1960 et remplaça aussitôt la palplanche béton dans tous ses domaines d'application.

Domaines d'utilisation

- ✚ Batardeau,
- ✚ Soutènement notamment en site aquatique,
- ✚ Quai d'accostage,
- ✚ Parois cylindriques appelées «gabions»,
- ✚ Blindage de fouille,
- ✚ Barrage,
- ✚ Ouvrage portuaire,

- ✚ Ecluse,
- ✚ Protection de berge et canaux,
- ✚ Culée de pont.

Domaine géotechnique

Tous types de terrain à l'exception des terrains rocheux.

Avantages

- ✚ Forte aptitude au réemploi,
- ✚ Très bonne étanchéité,
- ✚ Très grande résistance,
- ✚ Large gamme de profilé,
- ✚ Très grande élasticité,
- ✚ 100% recyclable,
- ✚ Facilité et rapidité de mise en œuvre,
- ✚ Durée de vie (de 50 à 100 ans en fonction du traitement).

Inconvénients

- ✚ Matériau onéreux suivant la variation du cours de l'acier,
- ✚ Dégradation avec le temps (corrosion),
- ✚ Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre.

4 - La palplanche en PVC

La palplanche en PVC à base de résine de plastique est apparue au cours des années 2000 en complément de la palplanche acier dans certains domaines mais aussi comme alternative à la palplanche bois qui contribue à la déforestation et à la pollution des sols (à cause des traitements). De plus, elle apporte une solution à la corrosion des palplanches acier tout en conservant un domaine d'utilisation vaste et une facilité de mise en œuvre dans les zones de faibles profondeurs.

Domaines d'utilisation

- ✚ Zone de fort courant et sur site pollué,
- ✚ Batardeau,
- ✚ Soutènement notamment en site aquatique,
- ✚ Quai d'accostage,
- ✚ Ouvrage portuaire,

- ✚ Ecluse,
- ✚ Protection de berge et canaux,
- ✚ Soutènement de talus,
- ✚ Bassin de rétention.

Domaine géotechnique

Ce type de palplanches s'utilise dans des terrains non rocheux.



Figure 2.12. Mise en place de palplanche en PVC.

Avantage :

- ✚ Prix moins élevé que l'acier,
- ✚ Conserve les avantages des palplanches acier (facilité de mise en œuvre)
- ✚ Très légère,
- ✚ Aspect esthétique,
- ✚ Très bonne étanchéité,
- ✚ Bonne résistance,
- ✚ Résistance aux UV,
- ✚ Matériau inerte,
- ✚ Large gamme de profilé,
- ✚ 100% recyclable,
- ✚ Durée de vie (environ 50 ans sans traitement),
- ✚ Aucun traitement nécessaire
- ✚ Idéal en milieu agressif et pollué.

Inconvénients

- ✚ Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre,
- ✚ Augmentation du prix du PVC constante.

5 -La palplanche en fibre de verre

La palplanche en fibre de verre a suivi celle du PVC pour les mêmes raisons mais en apportant une résistance bien plus importante que celle du PVC.

Domaines d'utilisation

- ✚ Zone de fort courant et sur site pollué,
- ✚ Batardeau,
- ✚ Soutènement notamment en site aquatique,
- ✚ Quai d'accostage,
- ✚ Ouvrage portuaire,
- ✚ Ecluse,
- ✚ Protection de berge et canaux,
- ✚ Bassin de rétention.

Domaine géotechnique

Ce type de palplanche s'utilise dans des terrains non rocheux.

Avantages

- ✚ Conserve les avantages des palplanches acier (facilité de mise en œuvre).
- ✚ Très légère,
- ✚ Aspect esthétique,
- ✚ Très bonne étanchéité,
- ✚ Très bonne résistance,
- ✚ Très bonne résistance aux UV et à la température,
- ✚ 100% recyclable,
- ✚ Durée de vie (environ 75 ans sans traitement),
- ✚ Aucun traitement nécessaire,
- ✚ Idéal en milieu agressif et pollué.

Inconvénients

- ✚ Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre,
- ✚ Peu de fournisseurs,
- ✚ Coût élevé.

2.3. Les murs composés

A-Murs cloués en béton

La technologie de construction des murs cloués consiste à renforcer un sol en déblai, au fur et à mesure de son excavation, par la mise en place de barres passives, peu inclinées sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent également travailler partiellement à la flexion et au cisaillement. C'est par le biais du frottement qui s'exerce entre le sol et les barres que ces dernières peuvent se mettre en traction et tenir la structure.

On construit ainsi progressivement et de haut en bas un massif de sol renforcé. Pour éviter que la terre ne s'écroule entre les barres, on doit placer un parement généralement constitué d'un treillis soudé et d'un béton projeté. Ce parement peut être vertical, incliné à des angles très variables ou constitué de redans. Le béton n'a ici aucun rôle de soutien de la structure. Il permet de protéger la terre de l'érosion et empêche des morceaux de terres de tomber. De nos jours c'est une technique extrêmement répandue car le comportement des ouvrages est satisfaisant et le coût de la mise en œuvre est inférieur à celui des murs en L pour la même hauteur de mur.



Figure 2.13. Exemple de mur cloué.

2.3.1. Les ouvrages en terre armée

Terre armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement. 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. Ce procédé de construction a été développé à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal qui marque par cette invention 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.

3.2.2. Les éléments de la Terre Armée

Chacun des éléments d'une structure en terre armée a une influence directe sur sa stabilité et ses performances. Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du génie civil :

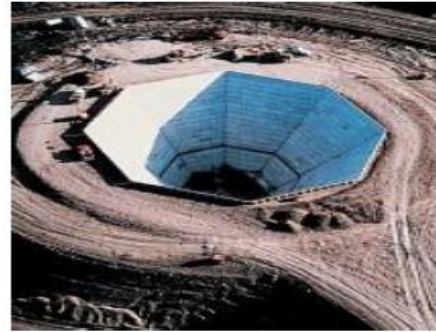
- ✚ Ouvrages ferroviaires
- ✚ Ouvrages routiers
- ✚ Ouvrages hydrauliques
- ✚ Ouvrages industriels et de protection



a : ouvrages ferroviaires



b : ouvrages routiers



c : ouvrages hydrauliques

d : ouvrages industriels

Figure 2.14. Domaines d'utilisation de la terre armée.

A- Les pneus sol

Un mur de soutènement en pneu sol est constitué :

- ✚ De pneus : (pneumatiques ou éléments de pneumatique qu'es disposés linéairement ou en nappes selon des lits horizontaux).
- ✚ De remblai remplissant les vides laissés et séparant les lits de pneus, ne présentant pas des caractéristiques géotechniques contraignantes,
- ✚ De parements préfabriqués en béton protégeant les Pneus vus, empêchant le remblai de s'ébouler entre les lits de pneus et pouvant jouer un rôle architectural : s'il n'y a pas de parements en béton comme dans le cas des raidissements de pente (pente 1/2 ou 1/3), les pneus vus ne jouent aucun rôle mécanique.



Figure .2.15. Mur en pneu sol.

A. Les géosynthétiques

Ce sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique.

L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

Ils se distinguent en trois familles principales : les géotextiles, les géomembranes et les géogrilles.

1. géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Figure 2.16. Exemple de géo textile.

2. Géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du



Figure 2.17. Exemple de géogrille sol.

3.Géomembrane

Les **géomembranes** sont des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides mêmes sous des sollicitations de service.

Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (inférieure à 1mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des **géomembranes**.

Elles sont généralement fabriquées en polyéthylène, haute et basse densités (HDPE, VFPE), en bitume élastomère, en polypropylène (PP) ou en chlorure de polyvinyle (PVC).



Figure 2.18. Rouleaux de géomembrane.

Elles sont généralement stockées sous forme de rouleaux de longueurs et largeurs différentes, pouvant aller de 1m par 10m pour les géomembranes bitumineuses à 7,5m par 200m pour les géomembranes en polyéthylène par exemple.

Elles sont utilisées en génie civil, bâtiment, agriculture, environnement et industries. En génie civil elles font partie de la famille des géosynthétiques. Elles sont souvent thermo-soudables pour réaliser les joints dans des conditions de qualité et de fiabilité optimales.



Figure 2 .19. Exemple de géomembrane.

2.4. Renforcement de sol

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques – géogrille, géotextile. Les géosynthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale. Dans le cas où l'angle de frottement interne du remblai est peu différent de l'angle du talus raidi, il n'est pas nécessaire de renforcer le parement du remblai. Il suffit d'envelopper totalement le remblai avec le géosynthétique.

Dans ce cas, la face de l'ouvrage est formée par le géosynthétique lui-même avec ajout de géotextile non-tissé ou d'une géogrille anti-érosion recouvert d'une faible couche de terre végétale entre les mailles de la géogrille. La surface de parement doit toutefois être protégée contre l'érosion, par exemple par un géogrille anti-érosion.

2.4.1. Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement:

- ✚ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- ✚ réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- ✚ réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- ✚ modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- ✚ diminution des emprises;
- ✚ création de merlons anti-bruit d'aspect naturel;
- ✚ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- ✚ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- ✚ préservation de l'aspect naturel du paysage;
- ✚ optimisation des coûts de construction.

3-CONCLUSION DU CHAPITRE

Ce chapitre a été consacré aux solutions existantes pour maintenir les ouvrages en équilibre. Ainsi de nombreuses solutions existent pour assurer l'équilibre des terres, et empêcher tout mouvement. Certaines solutions sont très anciennes et restent toujours utilisées c'est le cas des murs en pierres sèches, d'autres solutions sont plus complexes et leur utilisation nécessite une grande technicité et sont relativement coûteuse.

Les murs de soutènements en armé sont fréquemment utilisés pour des hauteurs de l'ordre de 3 à 4m en Algérie. Ainsi le troisième chapitre leur sera consacré. On présentera une étude globale d'un mur de soutènement en forme de L implanté en site urbain et ce à partir des résultats d'une étude géotechnique réalisé au niveau du laboratoire national de l'habitat et de la construction de Guelma.

Chapitre 3

**Conception Et Calcul D'un
Mur De Soutènement En
Béton Armé**

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Il s'agit d'un mur de soutènement réalisé en béton armé et s'étalant sur une longueur totale de 11.5m. L'ouvrage est composé d'un rideau de 3.7m de hauteur et d'une semelle de fondation de 2.4m de largeur. L'épaisseur des 2 éléments est de 30cm. Les dimensions en plan de l'ouvrage sont reportées sur la figure suivante :

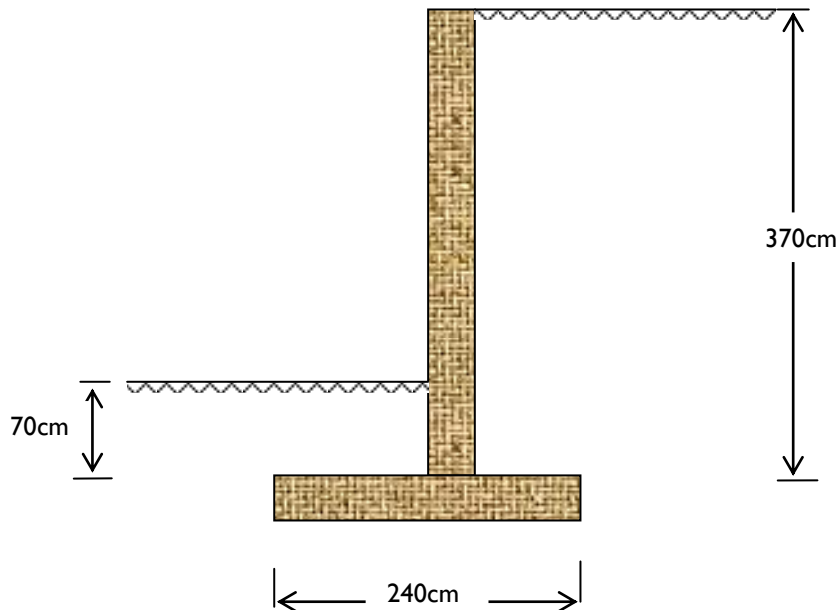


Figure 3.1. Vue d'ensemble du mur de soutènement étudié.

Dans le cas où un la condition du glissement n'est pas vérifiée on pourra prévoir une bèche de 20cm de hauteur placée au niveau de l'extrémité de la semelle arrière.

Le mur sera construit en milieu urbain. Dans sa partie supérieure, il supportera une charge d'exploitation fixée par le cahier des charges à hauteur de 1000kg/m^2 .

Avant d'entamer les calculs commençons tout d'abord par présenter les propriétés des matériaux utilisés, ainsi que les règles de calculs.

2. PROPRIETES DES MATERIAUX

Le mur étudié sera réalisé entièrement en béton armé, il est donc nécessaire de connaître avec précision les caractéristiques des deux matériaux constituant le béton armé à savoir le béton et l'acier.

Le calcul des ouvrages en béton armé se fait à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux constituant le béton armé, c'est-à-dire béton-acier. Ces caractéristiques concernent :

- ✚ Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression.
- ✚ Les déformations (allongements et raccourcissements).
- ✚ Les diagrammes de contraintes-déformations.

2.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau ; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}). Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage de ciment, de la quantité d'eau de gâchage et de l'âge du béton. Cette dernière sera conforme aux règles CBA/93 actuellement en vigueur en Algérie.

Composition du béton utilisé

En fonction de la résistance et de la maniabilité souhaitées. On propose la composition moyenne suivante, établie dans le but d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à 30MPa. La résistance a été fixée en fonction de l'importance de l'ouvrage qui est appelé à supporter des charges d'exploitations considérables.

Tableau 3.1: Composition du béton utilisé.

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	800	400	8sacs	180
Poids (kg)	1200	600	400	180

Le béton utilisé aura ainsi une masse volumique théorique de 2380kg/m^3 . Le terrain ne présente aucune agressivité particulière, on utilisera un ciment composé CPJ de classe 42,5.

- **En compression** : Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite de résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \quad \text{pour : } f_{cj} \leq 40\text{MPa}$$

Pour le présent projet, on adoptera une résistance caractéristique du béton en compression de 30MPa.

- **En traction** : La résistance du béton à la traction est très faible est de l'ordre de 10% de la résistance de compression. Elle est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Pour $j = 28$ jours, nous aurons:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4\text{MPa}$$

Module de déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformations longitudinales du béton :

- **Module de déformation instantanée** : Pour ce module de déformation, la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 heures à l'âge de j «jours» ; c'est-à-dire pour le calcul sous charge de courte durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

Pour $f_{cj} = 30\text{MPa}$

On aura : $E_{ij} = 34180\text{MPa}$

- **Module de déformation différé** : Ce module permet de calculer la déformation finale du béton; c'est-à-dire pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Pour $f_{cj} = 30\text{MPa}$

On aura : $E_{vj} = 11497\text{MPa}$

- Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égale à :

- ✚ 0 à l'état limite ultime pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré,
- ✚ 0,2 à l'état limite de service pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

- Masse volumique du béton : Elle est prise égale à 2200 Kg/m^3 pour le béton non armé et 2500 Kg/m^3 pour le béton armé.

2.2. Les aciers

Les armatures d'un béton armé sont les aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface (RL, HA).

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235MPa
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticité garanties de 400MPa et 500MPa
- Treillis soudés (TS) de type TS500

- **Armatures à haute adhérence (HA)** : L'adhérence acier béton peut être considérablement améliorée en réalisant des saillies sur le noyau rond de l'armature. On a ainsi imaginé différentes formes de saillies dont les meilleures sont constituées de noyaux cylindriques munis de nervures enroulées en hélice. Quelques formes usuelles sont présentées dans la figure suivante :

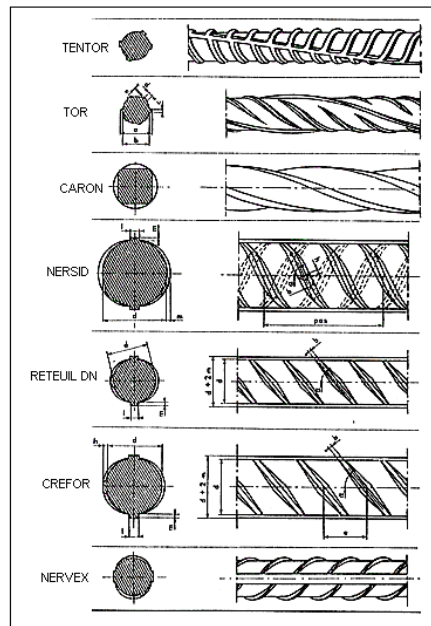


Figure 3.2. Armatures à haute adhérence.

Pour notre projet, on utilisera principalement des barres à hautes adhérence de nuance FeE400 aussi bien pour les armatures longitudinales que pour les armatures transversales.

- **Module d'élasticité longitudinal de l'acier** : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de poisson des aciers** : Il est pris égal à :

$$\nu = 0,3$$

- **Contraintes limites**

A l'Etat limite ultime le coefficient de sécurité est de 1.15 pour les combinaisons courantes, soit une contrainte de calcul pour les aciers de :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Etat limite de service

La contrainte à l'état limite de service est en fonction de la nature des fissures. Trois cas de figures se présentent :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

✓ **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des aciers est limitée à hauteur du seuil suivant :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.4} \right\} = 215.6 \text{MPa}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à Haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

La contrainte de traction des aciers est limitée à hauteur du seuil suivant :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} \times 400; 90 \sqrt{1.6 \times 2.4} \right\} = 176.4 \text{MPa}$$

Diagramme contraintes-déformations

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à ϵ_1 , une droite oblique d'équation : $\sigma_s = E_s \times \epsilon$ et de pente ($E_s=200000\text{MPa}$).
- Et de ϵ_1 à 10‰ , une droite horizontale d'équation : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations fondamentales} \\ 1 & \text{situations accidentelles} \end{cases}$

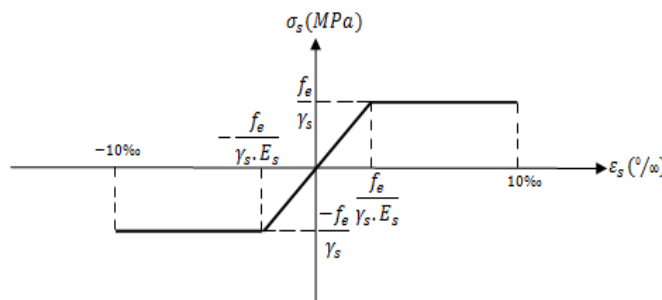


Figure 3.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

3. REGLEMENTS UTILISES

3.1. Principe du béton armé

Le béton est un matériau qui a une bonne résistance en compression qu'en traction, en revanche l'acier résiste bien et de la même façon en compression qu'en traction. Le principe du béton armé consiste donc à insérer dans la matrice « béton » dans toutes les zones tendues et éventuellement dans les zones comprimées. Béton et acier, associés, donnent un matériau plus efficace car l'adhérence acier-béton permet la transmission des efforts de traction du béton aux aciers.

3.2. Principe d'application des règles CBA/93

En Algérie c'est le document technique DTR-B.C 2.41 intitulé «Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, en Abrégé «CBA/93» qui sert de référence pour spécifier les principes et les méthodes de calculs des ouvrages réalisés en béton armé. Le principe général consiste à vérifier la condition suivante :

$$S_1 \leq S_2,$$

Tel que :

S_1 : Sollicitations agissantes de calcul,

S_2 : Sollicitations résistantes de calcul.

3.3. Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorables d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite. Ils correspondent donc aux diverses conditions de sécurités du bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée. C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service.

Etat limite ultime

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- ✚ Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.
- ✚ Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- ✚ Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- ✚ Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite,
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b est le coefficient de sécurité du béton, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle,
- $\gamma_b = 1,5$ situation courante.

θ est un coefficient d'application des actions considérées :

- ✚ $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h
- ✚ $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h
(1h > durée < 24h)
- ✚ $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

Pour une contrainte en compression de 30MPa on aura donc contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton 17MPa.

Diagramme contraintes-déformations du béton

On utilisera le diagramme parabole-rectangle, représenté à travers la figure suivante :

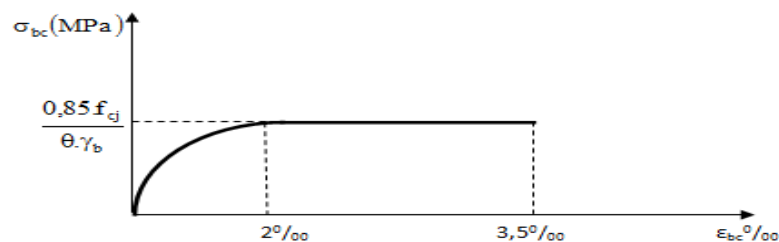


Figure 3.4. Diagramme parabole-rectangle.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- ✚ Conservation des sections planes après déformation.
- ✚ Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- ✚ La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- ✚ Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- ✚ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C**.

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

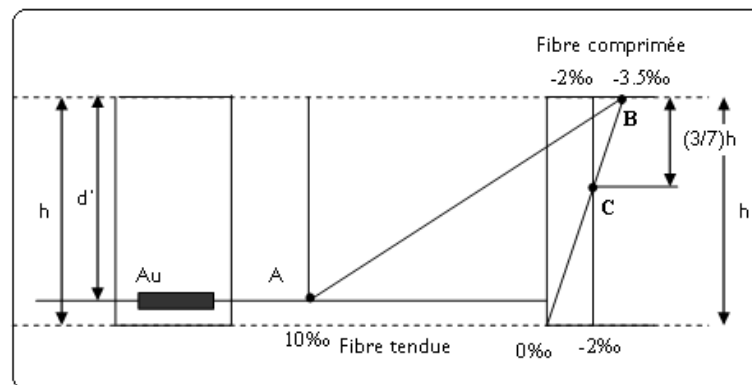


Figure 3.5. Diagramme des déformations limites de la section.

Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- ✚ Ouvertures excessives des fissures,
- ✚ Compressions excessives du béton,
- ✚ Déformations excessives et ou inconfortables,
- ✚ Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à $0.6 \cdot f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa}$.

La contrainte de cisaillement est en fonction de la nature des fissurations. Ainsi :

- ✚ Lorsque la fissuration est peu nuisible, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

- ✚ Lorsque la fissuration est préjudiciable où très préjudiciable, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures,
- Le béton tendu est négligé,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,
- le coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

- **Protection des armatures** : Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage des armatures et le prendre au moins égal à :

- ✚ $c \geq 5 \text{ cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- ✚ $c \geq 3 \text{ cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✚ $c > 1 \text{ cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

- **Charges considérées dans le calcul**

Nous avons considérées uniquement les charges permanentes «G» et la surcharge d'exploitation «Q».

- **Combinaisons de calcul**

Nous avons considéré les 2 combinaisons suivantes

- ✚ **A l'état limite ultime :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i}Q_i$$

✚ A l'état limite de service :

$$G + Q$$

Nous n'avons ainsi pas pris en compte l'action sismique.

4. RAPPELS SUR LE CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES

Le calcul des murs de soutènements nécessite la connaissance des caractéristiques des sols qui vont recevoir l'ouvrage, ainsi que d'autres paramètres développés un peu plus loin.

Ces caractéristiques sont principalement :

- ✚ La masse spécifique du terrain
- ✚ La cohésion du terrain
- ✚ L'angle de frottement interne du terrain
- ✚ La portance du terrain.

Poussée des terres dans un terrain homogène

Notations :

C : Cohésion du terrain.

ρ : Angle de frottement interne du terrain.

γ : Masse spécifique du terrain.

H : Hauteur du mur réelle.

Q : Surcharge (pression unitaire).

P : Intensité de la poussée.

$ka\gamma$: Coefficient de poussée des terres.

kaq : Coefficient de poussée due à une surcharge uniforme d'intensité Q .

Selon la théorie de Rankine, la poussée exercée par les terrains pulvérulents ($C=0$) sur un écran vertical est :

$$P = \frac{1}{2} \times Ka\gamma \times \gamma \times H^2$$

En conséquence le point d'application de la résultante générale des pressions se situe aux $2/3$ de la hauteur du mur.

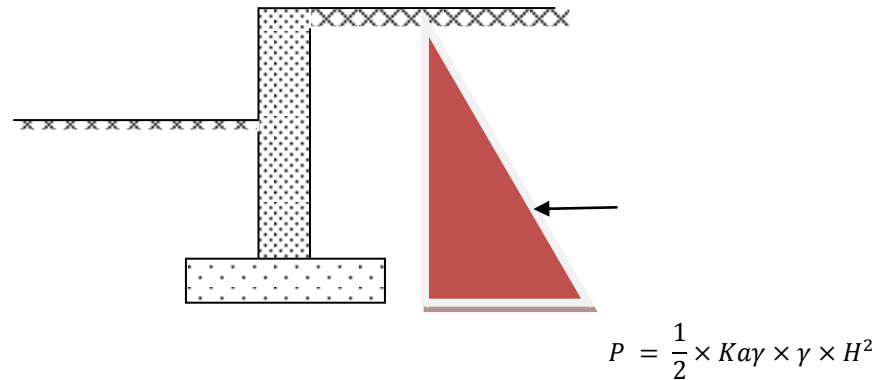


Figure 3.6. Répartition triangulaire de la poussée des terres sur le rideau.

Le coefficient de poussée se calcule à partir de l'angle de frottement, et vaut :

$$K_{p\gamma} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)$$

Cas d'une surcharge

L'action d'une surcharge horizontale Q sur un écran, se déduit de l'expression suivante :

$$P_q = K_a Q \times Q \times H$$

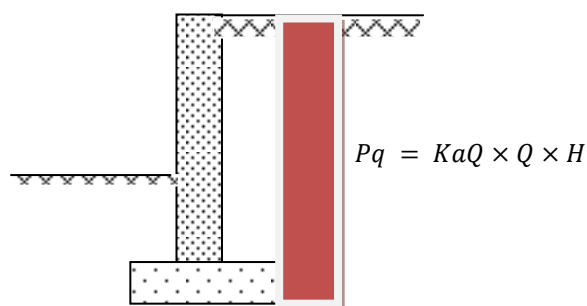


Figure 3.7. Répartition rectangulaire de la poussée des surcharges sur le rideau.

Butée des terres

Si l'on applique une force horizontale dirigée vers la terre et qu'on augmente progressivement, le sol arrive à se rompre derrière le mur avec refoulement de la terre vers le

haut, c'est le phénomène de la butée. Dans la théorie de RANKINE, on démontre par le calcul que la butée des terres se déduit de l'expression:

$$P_{butée} = \frac{1}{2} \times K_{ab} \times \gamma \times H^2$$

Avec :

$$K_{ay} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right)$$

Souvent et c'est le cas dans notre calculs, il est plus prudent de ne pas tenir compte de l'action de la butée pour des raisons de sécurité.

Forces agissantes sur les murs de soutènements

En général, *les* forces à considérer dans le calcul des murs de soutènements sont:

- ✚ le poids du mur,
- ✚ la poussée des terres
- ✚ la butée (éventuelle) des terres, s'il elle existe ;
- ✚ la réaction du sol ;
- ✚ l'action des surcharges d'exploitation;
- ✚ la sous pression due à l'eau et ce en cas de présence d'une nappe d'eau.

En règle générale, l'action de la butée est négligée dans les calculs: en effet cette butée qui joue le rôle de force stabilisatrice n'intervient que suite à un certain déplacement du mur, en plus l'action de la butée peut disparaître complètement si des travaux ultérieurs sont effectués au pied de l'ouvrage.

5. VERIFICATION DE LA STABILITE DES MURS DE SOUTENEMENTS

Une fois toutes les forces agissantes sur le mur (citées précédemment), on passe à la vérification de la stabilité de l'ouvrage en tout point. Cette vérification concerne le risque de glissement, le risque de renversement par rapport à l'extrémité avant du mur et le risque de dépassement de la portance du sol d'assise (rupture du sol).

5.1. Vérification de la stabilité du mur au glissement

Sous l'action de la poussée des terres, et éventuellement des surcharges, le mur tend à se déplacer horizontalement par glissement. Les forces stabilisatrices qui s'opposent au glissement sont:

- ✚ Le poids du mur ;
- ✚ La butée des terres côté aval (éventuellement).

La condition de non-glissement s'écrit :

$$\frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces de glissements}} > F = \text{coefficient de sécurité}$$

5.2. Vérification La stabilité du mur au renversement

Pour vérifier la stabilité du mur au renversement, on localise arbitrairement l'axe de rotation du mur au droit de l'arête extérieure de la semelle et l'on compare les moments par rapport à cet axe:

- ✚ Des forces stabilisatrices que sont le poids du mur et des terres ainsi que l'action horizontale de la surcharge;
- ✚ Des forces renversantes que sont les poussées des terres, des surcharges et de la nappe d'eau.

Le rapport de ces moments est illustré par un coefficient de sécurité qui ne doit en aucun cas descendre au-dessous de 1,5. La vérification au renversement s'écrit alors:

$$\frac{\sum \text{Moments stabilisateurs}}{\sum \text{Moments de renversements}} > F = \text{coefficient de sécurité}$$

5.3. Vérification des contraintes sous la semelle de fondation

Il faudra également qu'en tout point de la partie inférieure de la fondation du mur, la contrainte maximale induite par les différentes actions reste inférieure à la portance du sol, désignée par σ_{sol} . Les vérifications des contraintes dans le sol s'écrivent:

$$\sigma_{\text{semelle}(\text{max})} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{semelle}(\text{min})} \geq 0$$

On fera travailler la semelle à un taux de travail acceptable grâce à un bon dimensionnement de sa surface.

Signalons qu'il faut éviter l'apparition de la poussée hydrostatique en prévoyant un système de drainage sur toute la hauteur de la face arrière du mur (on placera des barbacanes).

Après ces vérifications préliminaires qui assurent la stabilité du mur, on évalue par la suite les sollicitations maximales qui agissent sur le rideau et la semelle du mur. Ces sollicitations serviront de données pour le calcul des sections d'armatures des différentes parties du mur.

CONCEPTION ET CALCUL D'UN MUR EN BETON ARME

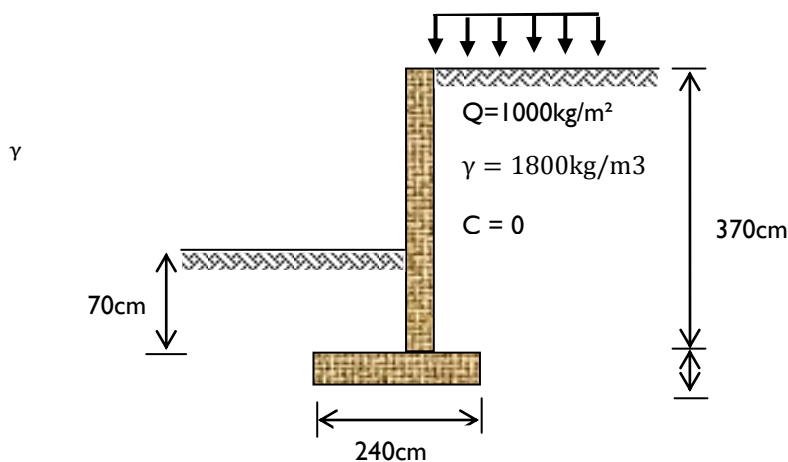


Figure 3.8. Schéma du mur étudié.

6.1 Etude géotechnique du terrain

En Algérie, et après les anomalies constatées dans l'élaboration des édifices, par les différentes expertises entreprises lors du séisme du 21/05/2009, l'étude géotechnique des sols est devenue obligatoire pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zone de sismicité moyenne à élever.

Essais en laboratoire

Au laboratoire on procède à un certain nombre d'essais qui donnent les principales caractéristiques du sol analysé, consignées dans un rapport.

Prélèvement d'échantillons

Les prélèvements doivent s'effectuer selon un mode opératoire précis. Ainsi on distingue les prélèvements d'échantillons remaniés et les échantillons intacts. Le type de carottier est choisi en fonction du terrain rencontré.

Pour chaque prélèvement, il est établi une fiche de carottage comportant une suite de renseignements identifiant le carottage, tels que :

- ✓ la date du prélèvement ;
- ✓ la profondeur ;
- ✓ le type de carottier utilisé.

Un grand soin doit être apporté à la conservation des carottes jusqu'au laboratoire, pour que l'échantillon analysé soit le plus proche possible de la réalité In Situ. C'est ainsi qu'on utilise des emballages rigides, et étanches.

Nature des essais

Les échantillons servent à établir les propriétés et caractéristiques suivantes :

- ✚ le teneur en eau d'un sol ;
- ✚ son poids spécifique ;
- ✚ ses limites d'Atterberg ;
- ✚ sa granulométrie ;
- ✚ le pourcentage des matières organiques ;
- ✚ son équivalent de sable.

On peut également effectuer différents essais :

- ✓ essai de cisaillement direct ;
- ✓ essai triaxial ;
- ✓ essai de compression simple ;
- ✓ essai œdométrique ;
- ✓ essai Proctor ;
- ✓ essai CBR.

Essais in Situ

Le géotechnicien et l'ingénieur géologue dispose de nos jours d'une multitude de techniques et d'essais pour entreprendre son travail. Cette étude pourra être sommaire ou approfondie, en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage.

Reconnaissance géologique

L'identification du sol est faite par une simple observation visuelle des différentes couches prélevées du sol, confirmée, éventuellement, par l'examen des cartes géologiques disponibles.

Résultats pratique de l'analyse géotechnique

Nous avons effectué un stage pratique au niveau du laboratoire national de l'habitat et de la construction de Guelma. Ce stage nous a permis de nous familiariser avec le matériel disponible et de faire quelques essais pratiques.

Principaux résultats de l'étude géotechnique

- ✚ Coupe géologique : un sondage effectué sur une profondeur de 6m montre un terrain homogène.
- ✚ Masse volumique du sol : elle est de 1800kg/m^3 .
- ✚ Cohésion : c'est un terrain pulvérulent avec une cohésion nulle.
- ✚ Angle de frottement : 30° .
- ✚ Portance = 1.5Bars.

Selon les règles parasismiques Algériennes il s'agit d'un sol meuble et classé en site S_3 (portance inférieure à 0.4MPa).

PARTIE A - VERIFICATION DE LA STABILITE DU MUR

Dans cette partie, nous devons nous assurer que le mur est stable, cela passe par la vérification des 3 conditions que nous avons exposées précédemment.

A.1. – Vérification du glissement

Actions stabilisatrices

- **Les forces stabilisatrices agissantes sont :**
 - ⊕ le poids du mur ;
 - ⊕ le poids des terres sur la semelle de fondation;
 - ⊕ l'action verticale de la surcharge d'exploitation ;
 - ⊕ l'action de la butée des terres (face avant du mur)

Poids du mur : Il est déterminé à partir du volume mis en place, et de la masse volumique. Le mur étant en béton armé prendra une masse volumique de 2500kg/m^3 .

Poids des terres : Il est déterminé à partir des volumes reposants sur les semelles avant et arrière du mur. On prendra une masse volumique de 1800kg/m^3 .

Action verticale de la surcharge : la surcharge d'exploitation agit uniquement sur une largeur de 0.9m (semelle arrière).

Soit les valeurs suivantes :

$$P_{\text{terre}\downarrow} = [(0,9 \times 3,7 + 1,2 \times 0,7)] 1,5 \times 1800 = 86319\text{kg}$$

$$P_{\text{mur}\downarrow} = [(0,9 \times 0,3 + 0,3 \times 1,2 + 0,3 \times 4)] 1,5 \times 2500 = 52612\text{kg}$$

$$P_Q \downarrow = (1,5 \times 0,9) 1000 = 10350\text{kg}$$

Combinaisons d'actions à considérer. Selon l'article A.3.3.2 des règles CBA/93, les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance doivent être calculées selon la combinaison fondamentale suivante :

$$1,35G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i}Q_i$$

G_{min} désigne l'ensemble des actions permanentes favorables. C'est le cas des forces stabilisatrices dans les murs de soutènements.

Soit une force stabilisatrice globale de:

$$\sum \text{Forces stabilisatrices} = 86319 + 52612 + 1,5(10350) = 154456\text{kg}$$

- Actions de glissement

Elles comprennent les poussées horizontales des terres et de la surcharge.

Poussée des terres: la répartition des contraintes sur le parement intérieur du mur est triangulaire, les contraintes étant perpendiculaires au parement.

$$P_{\text{terre}\leftarrow} = \frac{1}{2} \left[(0,333 \times 1800 \times 4^2) \right] 1.5 = 55145 \text{kg}$$

Action horizontale de la surcharge d'exploitation: la répartition des contraintes sur le parement intérieur du mur est rectangulaire, les contraintes étant perpendiculaires au parement.

$$P_q \leftarrow = \left[(0,333 \times 1000 \times 4) \right] 1.5 = 15318 \text{kg}$$

Combinaisons d'actions à considérer. Selon l'article A.3.3.2 des règles CBA/93, les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance doivent être calculées selon la combinaison fondamentale suivante :

$$1,35G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i}Q_i$$

G_{min} désigne l'ensemble des actions permanentes favorables. C'est le cas des forces stabilisatrices dans les murs de soutènements. La force de glissement à l'état limite ultime globale de:

$$\sum \text{Forces de glissement} = F_g = 1,35G_{\text{max}} + 1,5P_q = 1,35(55145) + 1,5(15318) = 97423 \text{kg}$$

La vérification du mur au glissement du mur s'écrit :

$$\frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces de glissements}} = \frac{154456}{97423} = 1.59 > \text{coefficient de sécurité} = 1.5$$

Il n'y a donc pas risque de glissement, par voie de conséquence, la présence d'une bêche est inutile.

A.2 – Vérification du renversement

Sous l'action des forces qui le sollicite, le mur a tendance à se renverser par rapport à l'extrémité de sa semelle avant. Le tableau suivant résume les moments par rapport à ce point de l'ensemble des forces intervenantes:

Tableau 3.2. Valeurs des forces et des bras de leviers des forces stabilisatrices.

Action (kg)	Bras de levier (m)	Moment (kg.m)	Coefficient de majoration
$P_{\text{rideau}} \downarrow = [(3,7 \times 0,3)] 1,5 \times 2500 = 31913 \text{kg}$	1,35	43083	1
$P_{\text{semelle}} \downarrow = [(2,4 \times 0,3)] 1,5 \times 2500 = 20700 \text{kg}$	1,2	24840	1
$P_{\text{terre avant}} \downarrow = [(1,2 \times 0,7)] 1,5 \times 1800 = 17388 \text{kg}$	0,6	10433	1
$P_{\text{terre arrière}} \downarrow = [(3,7 \times 0,9)] 1,5 \times 1800 = 68931 \text{kg}$	1,95	134415	1
$P_Q \downarrow = (11,5 \times 0,9) 1000 = 10350 \text{kg}$	1,95	20183	1,5

Là aussi, nous n'appliquons pas le coefficient de majoration de 1,35 aux forces stabilisatrices et nous négligerons l'action de la butée.

Moment global stabilisateur à l'état limite ultime :

$$\sum Ms = G_{\min} + 1,5P_q = 43083 + 24840 + 10433 + 134415 + 1,5(20183) = 243046 \text{kg}$$

Tableau 3.3. Valeurs des forces et des bras de leviers des forces de renversements.

Action (kg)	Bras de levier (m)	Moment (kg.m)	Coefficient de majoration
$P_{\text{terrec}} = \frac{1}{2} [(0,333 \times 1800 \times 4^2)] 1,5 = 55145 \text{kg}$	1,33	73343	1,35
$P_q \leftarrow = [(0,333 \times 1000 \times 4)] 1,5 = 15318 \text{kg}$	2	30636	1,5

Moment global de renversement à l'état limite ultime :

$$\sum Mr = 1,35G_{\max} + 1,5P_q = 1,35(73527) + 1,5(30636) = 144967 \text{kg}$$

$$\frac{\sum \text{Moments stabilisateurs}}{\sum \text{Moments de renversements}} = \frac{243046}{144967} = 1,68 > \text{coefficient de sécurité} = 1,5$$

Il n'y a donc pas de risque de renversement du mur.

A.3. – Vérification du risque de poinçonnement du sol

Contraintes sous le sol de fondation

La semelle est soumise à un moment de flexion et a un effort normal de compression, elle travaille donc en flexion composée.

A l'état limite de service, nous avons les sollicitations suivantes:

$$\opl� \text{ Effort normal} = 149282 \text{ kg.}$$

$$\opl� \text{ Moment de flexion} = 128976 \text{ kg.m}$$

L'excentricité de la résultante par rapport au point de renversement A:

$$e/A = \frac{M_{\text{serv}}}{N_{\text{serv}}} = \frac{128976}{149282} = 0,86 \text{ m}$$

Ce qui donne une excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle de:

$$e/cdg = \frac{H}{2} - e/A = \frac{2,4}{2} - 0,86 = 0,34 \text{ m} < \frac{H}{6} = \frac{240}{6} = 0,4 \text{ m}$$

La résultante passe donc par le tiers central de la section.

Les contraintes limites ont pour valeurs:

$$\sigma_{\text{ser.max}} = \frac{N_{\text{serv}}}{B \times H} \left(1 + \frac{6e/cdg}{H} \right) = \frac{1492820}{11500 \times 2400} \left(1 + 6 \times \frac{34}{2400} \right) = 0,1 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ser.min}} = \frac{N_{\text{serv}}}{B \times H} \left(1 - \frac{6e/cdg}{H} \right) = \frac{1492820}{11500 \times 2400} \left(1 - 6 \times \frac{34}{2400} \right) = 0,008 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa}$$

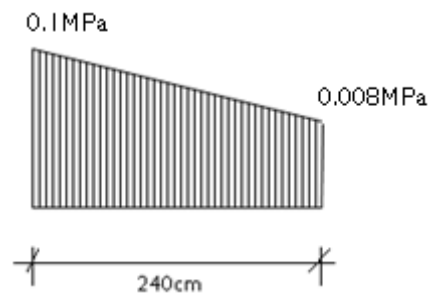


Figure 3.9. Répartition des contraintes sous la semelle à l'état limite de service.

Il n'y a donc pas de risque de poinçonnement du sol d'assise.

A l'état limite ultime, nous avons:

$$\opl� \text{ Effort normal} = 203083 \text{ kg}$$

$$\opl� \text{ Moment de flexion} = 172548 \text{ kg.m}$$

$$e/A = \frac{M_{\text{ult}}}{N_{\text{ult}}} = \frac{172548}{203083} = 0,85 \text{ m}$$

Soit une excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle de:

$$e/cdg = \frac{H}{2} - e/A = \frac{240}{2} - 0,85 = 0,35 \text{ m} < \frac{H}{6} = \frac{240}{4} = 0,4 \text{ m}$$

La résultante passe par le tiers central de la section.

Les contraintes limites ont pour valeurs:

$$\sigma_{ult,max} = \frac{N_{ult}}{B \times H} \left(1 + \frac{6e/cdg}{H} \right) = \frac{2030830}{11500 \times 2400} \left(1 + 6 \times \frac{35}{2400} \right) = 0,138 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0,15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ult,min} = \frac{N_{ult}}{B \times H} \left(1 - \frac{6e/cdg}{H} \right) = \frac{2030830}{11500 \times 2400} \left(1 - 6 \times \frac{35}{2400} \right) = 0,009 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0,15 \text{MPa}$$

La figure suivante montre la répartition des contraintes dans le sol à l'état ultime.

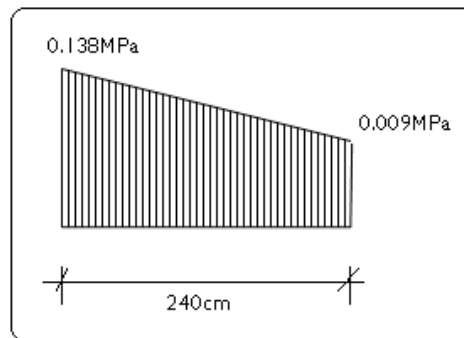


Figure 3.10. Répartition des contraintes sous la semelle à l'état limite ultime.

Les deux contraintes sont admissibles. Le sol peut donc supporter les sollicitations et les dimensions de la semelle filante (largeur 240cm et longueur = 1150cm) peuvent être conservées.

Conclusion : Le mur répond aux trois exigences (de glissement, de renversement et de portance du sol) il est par conséquent statiquement stable. On peut donc passer à la deuxième étape et qui consiste à déterminer le ferraillement des éléments du mur (le rideau et la semelle de fondation).

PARTIE B – FERRAILLEMENT DU MUR

Le mur étant en contact direct avec le sol qui peut être parfois mouillé, la fissuration sera donc considérée comme préjudiciable et le calcul des armatures se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

B.1 - Ferraillement à l'état limite ultime

B.1.1. Ferraillement longitudinal du rideau.

Le rideau sera calculé comme une console encastrée au niveau de la semelle de fondation. Le fût est soumis à un effort normal de compression appliqué au centre de gravité et à un moment de flexion dû aux effets horizontaux de la poussée et de la surcharge.

Il travaille donc en flexion composée. Cependant il plus commode de négliger l'action de l'effort normal et de ferrailer le fût en flexion simple.



Figure 3.11. Schéma statique du rideau.

La fissuration étant considérée comme préjudiciable, l'enrobage des aciers doit être de 3cm au minimum. On adoptera un enrobage de 4cm, d'où une hauteur utile de:

$$d = \text{Epaisseur du mur} - \text{enrobage} = 30 - 4 = 26\text{cm}$$

Le fût est sollicité par l'action de la poussée des terres (sur une hauteur de 3,7m) et celle de la surcharge. Le moment à l'état limite ultime est de :

$$M_{\text{fût,ult}} = 1,35 (M_{\text{poussée}}) + 1,5 (M_{\text{surcharge}}) = 1,35 (58193) + 1,5(26213) = 117880\text{kg.m}$$

Le calcul des armatures longitudinales ferrailage à l'état limite ultime des éléments soumis à la flexion simple suit les procédures suivantes :

Calcul des armatures à l'ELU (Au)

- Calcul de : $\mu = \frac{M_u}{b(h-c)^2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$

- Si : $\mu < \mu_l$ (fonction de la nuance)

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

- Calcul de : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$

- Calcul de : $\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,979$

- Calcul de la section d'armatures : $A_u = \frac{M_u}{\beta \times (h-c) \times f_e / \gamma_s}$

On utilisera l'organigramme précédent pour le ferrailage du rideau et de la semelle.

$$\mu_{fût} = \frac{M_{fût,ult}}{B \times (H-c)^2 \times \sigma_b} = \frac{117880000}{11500 \times 260^2 \times 14,17} = 0,107 < \mu_1 = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

$$\beta = 0,943$$

$$A_{fût,ult} = \frac{M_{fût,ult}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{117880000}{0,943 \times 260 \times \frac{400}{1,15}} = 138,2 \text{ cm}^2$$

Les semelles de fondations

Les semelles avant et arrière seront considérées comme des consoles encastées au fût. A l'état limite ultime, la semelle du mur est soumise à:

- des contraintes verticales ascendantes dont les valeurs aux extrémités correspondent aux contraintes (σ_{max} , σ_{min}) calculées précédemment;
- des contraintes descendantes dues aux poids de la semelle et des terres.

Semelle avant

Les contraintes descendantes valent:

$$\sigma_{descendant} = 1,35(0,7 \times 1800 + 0,3 \times 2500) = 2714 \text{ kg/m}^2 = 0,027 \text{ MPa}$$

Le diagramme résultant s'obtient en soustrayant les contraintes ascendantes aux contraintes descendantes. Le calcul conduit au diagramme suivant:

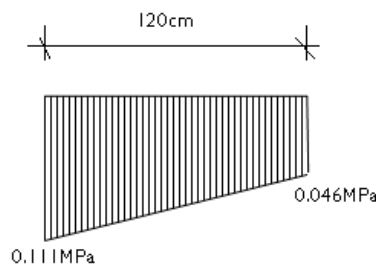


Figure 3.12. Répartition des contraintes sur la semelle avant du mur à l'état limite ultime.

Le moment du diagramme résultant par rapport à la section d'encastement:

$$M_r = \left[\left((0,046 \times 1200 \times 600) + \frac{(0,111 - 0,046)}{2} \times 1200 \times \frac{2}{3} \times 1200 \right) \right] 11500 = 73968000 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_r}{B \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{739680000}{11500 \times 260^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_1 = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,965$$

$$A_{semelle\ avant} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{739680000}{0,965 \times 260 \times 348} = 84,7 \text{ cm}^2$$

B.2 Ferrailage à l'état limite de service

A l'état limite de service, il y a lieu de procéder aux deux vérifications suivantes:

La contrainte de compression maximale du béton doit être au plus égale à:

$$\sigma_b \leq 0,6f_{c28}$$

- la contrainte de traction des armatures σ_s doit respecter la règle suivante:

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les barres HA}$$

Soit dans notre cas :

$$\sigma_s = \text{Min} \{266,7; 215,6\} = 215,6 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures à l'ELS (As)

Pour le calcul des armatures à l'état limite de service on suivra les étapes suivants :

- Calcul du coefficient : $\mu = \frac{30M_{ser}}{b(h-c)^2 \times \sigma_s}$

- Déduire de l'abaque la valeur de α

- Calcul de la section d'armatures à l'ELS : $A_{ser} = \frac{b \times (h - c) \times \alpha^2}{30(1 - \alpha)}$

Calcul des armatures du fût :

$$M_{fût,ser} = \left(\frac{1}{2} \times 0,333 \times 1800 \times 3,7^2 \times 11,5 \right) \frac{3,7}{3} + |0,333 \times 1000 \times 3,7 \times 11,5| \frac{3,7}{2} = 84405,6 \text{ kg.m}$$

$$\mu_{fût} = \frac{30 M_{fût,ser}}{B \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 84405,6000}{11500 \times 260^2 \times 215,6} = 0,15$$

$$\Leftrightarrow \alpha = 0,325$$

$$A_{fût,ser} = \frac{B \times d \times \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1150 \times 26 \times 0,325^2}{30(1 - 0,325)} = 156 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Chaque pièce en béton doit comporter une section minimale d'armatures et ce quelque soit l'intensité des sollicitations. Cette condition s'écrit.

$$A_{min} \geq 0,23B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1150 \times 26 \times \frac{2,4}{400} = 41,26 \text{ cm}^2$$

On adoptera évidemment la section la plus défavorable.

D'où une section finale, pour le fût de:

$$A = \text{Max}\{138,2; 156; 41,25\} = 156 \text{ cm}^2$$

Cette section doit être placée sur une longueur de 11,5m, d'où une section par mètre linéaire de :

$$A/ml = \frac{156}{11.5} = 13.56 \text{cm}^2$$

On placera donc **7HA16** par mètre linéaire.

On constate que le ferrailage déduit de l'état limite de service est plus défavorable que celui déduit de l'état limite ultime. Sur la deuxième face du mur, on placera des aciers de peau à raison de 3cm^2 par mètre linéaire de parement, soit une section de **7HA8/ml**.

Semelle avant

Les contraintes descendantes valent:

$$\sigma_{\text{descendant}} = (0,7 \times 1800 + 0,3 \times 2500) = 2010 \text{kg/m}^2 = 0,02 \text{MPa}$$

Le diagramme résultant s'obtient en soustrayant les contraintes ascendantes aux contraintes descendantes. Le calcul conduit au diagramme suivant:

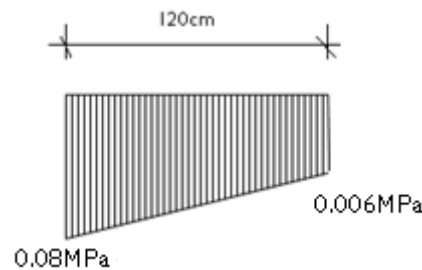


Figure 3.13. Répartition des contraintes sur la semelle avant du mur à l'état limite de service.

Le moment du diagramme résultant par rapport à la section d'encastrement:

$$M_r = \left[\left((0,006 \times 1200 \times 600) + \frac{(0,08 - 0,006)}{2} \times 1200 \times \frac{2}{3} \times 1200 \right) \right] 11500 = 45816 \text{kg.m}$$

$$\mu = \frac{30 M_r}{B \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{458160000}{11500 \times 260^2 \times 215,6} = 0,08$$

$$\alpha = 0,26$$

$$A_{\text{semelleserv}} = \frac{B \times d \times \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = 91 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1150 \times 26 \times \frac{2,4}{400} = 41,26 \text{cm}^2$$

On adoptera évidemment la section la plus défavorable.

D'où une section finale, pour le fût de:

$$A = \text{Max}\{84; 91; 41,25\} = 91 \text{cm}^2$$

Cette section doit être placée sur une longueur de 11,5m, d'où une section par mètre linéaire de :

$$A/ml = \frac{91}{11.5} = 7.91 \text{cm}^2$$

On placera donc **7HA12** par mètre linéaire.

Au niveau de la semelle on placera également des armatures filantes à raison de **7HA8/ml**.

La semelle arrière sera ferrillée de la même manière que la semelle avant.

Armatures transversales

Effort tranchant maximal dans le rideau. Il s'observe au niveau de l'encastrement, et à pour origine la poussée des terres et de l'action de la surcharge. Soit :

$$\begin{aligned} T_u &= 1.35 \left(\frac{1}{2} \times k_{ay} \times \gamma \times H^2 \right) + 1.5 (K_{aQ} \times Q \times H) \\ &= 1.35 \left(\frac{1}{2} \times 0.333 \times 1800 \times 3.7^2 \right) + 1.5 (0.333 \times 1000 \times 3.7) = 7387 \text{kg} \end{aligned}$$

Soit une contrainte tangente maximale de :

$$\tau_u = \frac{T_u}{B \times d} = \frac{73870}{11500 \times 260} = 0.02 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

Schéma de ferrailage

B.3 Ferrailage du rideau

Le rideau sera armé, dans le sens longitudinal (barres verticales) par 7 barres à haute adhérence de 16mm de diamètre par mètre linéaire au niveau de la face en contact direct de la poussée des terres. Au niveau de l'autre face on disposera 7HA8/ml.

Les deux graphiques suivants montrent les détails des barres longitudinales du rideau. Les parties basses correspondent aux ancrages des barres au niveau de la semelle.

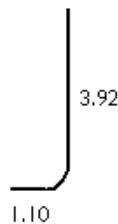


Figure 3.14. Détail du ferrailage longitudinal du rideau (face intérieure).

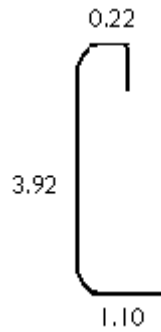


Figure 3.15. Détail du ferrailage longitudinal du rideau (face extérieure).

B.4 Ferrailage de la semelle de fondation.

La semelle est une semelle filante continue ayant le même contour que le mur supporté. Elle sera protégée par un béton de propreté de 10cm d'épaisseur. Elle sera ferrillée longitudinalement par 7 cadres HA12 (par mètre linéaire) et transversalement par 7 barres HA8 (par mètre linéaire).

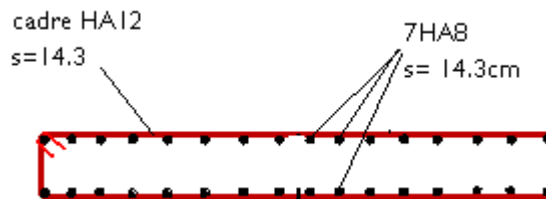


Figure 3.16. Schéma de ferrailage de la semelle.

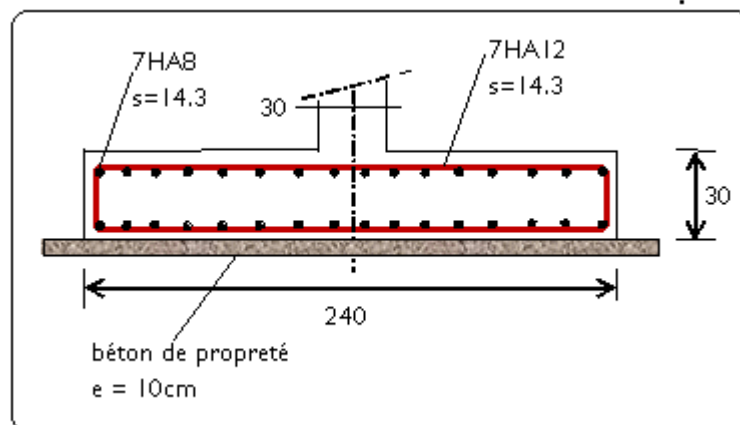


Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la semelle.

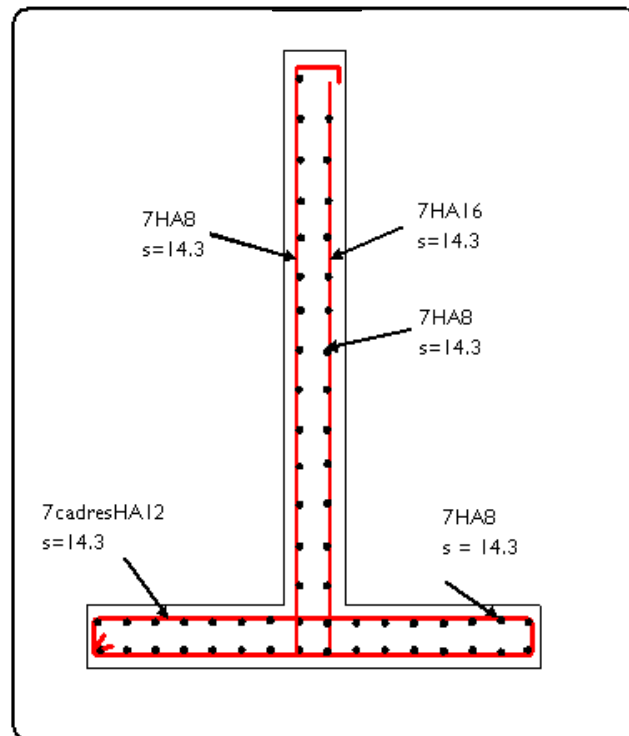


Figure 3.18. Vue globale du schéma de ferrailage du mur.

PARTIE C - CALCUL DU METRE

Pour l'évaluation du métré, nous adoptons une densité de 2.5 pour le béton et de 7.85 pour l'acier.

C.1 Béton

Béton de propreté

Le béton de propreté débordera de la semelle sur 10cm. Soit donc un volume total de :

$$\text{volume du béton de propreté} = 11.7 \times 2.6 \times 0.1 = 3.04\text{m}^3$$

Béton pour mur de soutènement

$$\text{volume du rideau} = 11.5 \times 3.7 \times 0.3 = 12.77\text{m}^3$$

$$\text{volume de la semelle} = 11.5 \times 2.4 \times 0.3 = 8.28\text{m}^3$$

Soit donc un volume total pour réaliser le mur de :

$$\text{volume total de béton (rideau + semelle)} = 12.77 + 8.28 = 21.05\text{m}^3$$

Tableau 3.4: Consommation en matériau du béton utilisé.

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	19272	9636	178	3789
Poids (kg)	28908	14454	8900	3789

Tableau 3.5. Aciers pour la confection de la semelle.

Désignation	8	12
Longueur (m)	365.44	417.96
Poids (kg)	144.12	370.88

Tableau 3.6. Aciers pour la confection du rideau.

Désignation	8	16
Longueur (m)	1018.28	406.62
Poids (kg)	401.59	641.46

Conclusion du chapitre

Ce chapitre comporte une étude complète d'un mur de soutènements en béton armé. Pour déterminer les sollicitations (notamment la poussée des terres et de la surcharge d'exploitation) nous avons utilisé les résultats d'essais expérimentaux effectués au niveau du laboratoire national de l'habitat et de la construction de Guelma.

Références Bibliographiques

- [1] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [2] Chelghoum N, les ouvrages de soutènement en Mécanique des sols , Publication de l'Université Badj Mokhtar, Annaba 2006.
- [3] Habib, P. : Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches. Ellipses 1997.
- [4] K. Terzaghi and R. B. Peck , Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd., John Wiley and Sons, New York. The first edition was published in 1948.
- [5] Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996.
- [6] CHERAIT Y., Calcul des ouvrages en béton armé. Office des publications universitaires. DTR – B.C.2-41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

*N*etographique

