

11/624.836
836



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : "Génie Civil"

Domaine : "Sciences et Technologie"

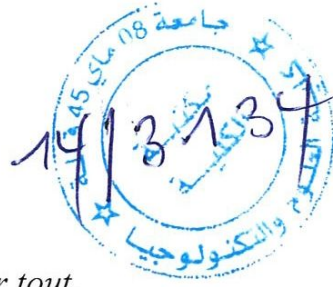
Spécialité : "Génie Civil ", " Option : Conception et calcul des constructions "

Présenté par : **Ghardaoui Mohamed Lamine**

**Thème : Recherche bibliographique sur les
soutènements**

Sous la direction de : **Dr Madi Rafik**

Juin 2014



Remerciements

Avant tout, je remercie mon Dieu pour tout.

*Ce travail du mémoire de master, réalisé à Université 08 Mai 1945
Quelma n'aurait pu être mené à bien sans l'aide des personnes à qui
je voudrais adresser toute ma gratitude.*

*Je voudrais remercier tout d'abord le docteur Madi Rafik qui m'a
fait l'honneur de présider mon encadreur. Je voudrais remercier
également l'ingénieur TIR Messaoud et aussi mes remerciements au
l'ingénieur d'architecture SAHBI Hichem.*

*Je réserve aussi une pensée chaleureuse à toute ma famille surtout
ma chère mère, qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser
vers l'avant et qui être toujours de mes côtés.*

Je n'oublie surtout pas mes amis qui m'ont apporté aide et réconfort.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I Description des principaux types d'ouvrages de soutènement	
1 Différents type d'ouvrages de soutènement	3
2-1 Murs poids.....	3
2-1-1 Mur poids en béton.....	3
2-1-2 Mur poids en gabions.....	3
a) Réalisation d'un mur de soutènement en gabions	4
b) Outillages nécessaires à la construction.....	6
2-1-3 Mur poids en maçonnerie de pierres sèches.....	7
a) Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée.....	8
b) Mur poids en maçonnerie jointoyée.....	8
2-1-4 Mur poids en éléments préfabriqués.....	8
2-2 Murs en béton armé ou murs cantilever.....	9
2-2-1 Mur en « T renversé » classique.....	9
2-2-2 Murs à contreforts.....	10
a) Diverses dispositions des bèches.....	10
2-3 Rideaux de palplanches métalliques.....	11
2-4 Parois moulées et préfabriquées.....	12
2-4-1 Paroi préfabriquée.....	12
2-4-2 Paroi moulée.....	12
2-5 Voiles et poutres ancrées.....	12
2-5-1 Poutre ancrée.....	12
2-5-2 Voile ancré.....	12
2-6 Parois clouées.....	13
a) Les différentes phases de la fabrication.....	13
b) Eléments d'un mur cloué.....	14
c) Les machines et les outils utilisés.....	15
3-7 Ouvrages en remblai armé ou renforcé par des éléments métalliques ou géo synthétiques.....	15
3-7-1 Mur en remblai renforcé.....	15
3-7-2 Remblai renforcé (remblai armé).....	15
3-8 Paroi composite.....	16

3-8-1 Paroi berlinoise.....	16
3-8-2 Paroi parisienne.....	16
3-8-3 Paroi Lutétienne.....	16
a) Principe de fonctionnement.....	17
2 Pathologie mur du soutènement	19
2-1 Mur de soutènement : Défaillance dans le drainage.....	19
2-1-1 Exposé du sinistre	19
2-1-2 Les causes	19
2-1-3 Recommandations	19
2-1-4 Schéma explicatif	19
2-2 Mur de soutènement défaillance dans la conception	20
2-2-1 Exposé du sinistre.....	20
2-2-2 Les causes	20
2-2-3 Recommandations	20
2-2-4 Schéma explicatif	20
2-3 Mur soutènement remblais gonflants derrière le mur	21
2-3-1 Exposé du sinistre	21
2-3-2 Les causes	21
2-3-3 Recommandations	21
2-3-4 Schéma explicatif	21
2-4 Paroi moulée fissuration du sol due à la perte de bentonite.....	22
2-4-1 Exposé du sinistre	22
2-4-2 Les causes	22
2-4-3 Recommandations	22
2-4-4 Schéma explicatif	22
2-5 Reprises-en sous ouvre effondrement par défaut d'étaieement	23
2-5-1 Exposé du sinistre	23
2-5-2 Les causes	23
2-5-3 Recommandations	23
2-5-4 Schéma explicatif	23
2-6 Reprises-en sous ouvre effondrement en cours de terrassements.....	24
2-6-1 Exposé du sinistre	24

2-6-2 Les couses	24
2-6-3 Recommandations	24
2-6-4 Schéma explicatif	24
2-7 Clouage défaut de scellement des clous.....	25
2-7-1 Expose du sinistre	25
2-7-2 Les couses	25
2-7-3 Recommandations	25
2-7-4 Schéma explicatif	25
2-8 Clouage défaut de scellement des clous.....	26
2-8-1 Expose du sinistre	26
2-8-2 Les couses	26
2-8-3 Recommandations	26
2-8-4 Schéma explicatif	26
Chapitre II Dimensionnement des ouvrages de soutènement	
1 Précautions.....	27
1-1 Précaution drainage et gel.....	27
1-2 Précautions-compactage	28
1-2-1 Sols pulvérulents.....	28
1-2-2 Sols cohérents.....	29
2 Pression latérale des terres	29
2-1 Introduction	29
2-2 Pression des terres au repos et relation pression latérale-déformation latérale.....	29
2-3 Essais sur la poussée des terres	30
a) Etat actif	30
a) Etat passif.....	31
4 Calcul pratique de la poussée et de la butée	31
4-1 Théorie de Rankine (1857).....	31
4-1-1 Introduction	31
a) Etat actif	32
b) Etat passif	33
c) Poussée due à une surcharge uniforme.....	34
d) cas de massif à surface libre inclinée avec un angle β	35

4-2 Théorie de coulomb (1776)	36
4-2-1 Introduction	36
a) Etat actif	37
b) Sol cohérent	39
b1) Cas général	39
b2) Cas d'un mur vertical et un sol horizontal	40
c) Etat passif.....	40
4-3 Théorie de boussinesq (tables de caquot et kérésel).....	41
3 Réification de la stabilité des murs de soutènement.....	41
3-1 Prés dimensionnement des murs de soutènement.....	41
3-2 Stabilité des murs de soutènement	43
3-3 Stabilité externe/interne	43
3-4 Stabilité des murs-poids.....	43
3-4-1 Rotation ou renversement du mur.....	44
3-4-2 Glissement du mur.....	44
3-4-3 Glissement profond.....	46
3-4-4 Résistance du sol de fondation	47
3-4-5 Stabilité interne du mur	48
3-5 Stabilités des murs en béton armé	48
3-5-1 Principe du calcul des murs en béton armé	48
Chapitre III Exemple de calcul	
1 note de calcul.....	49
Conclusion générale.....	60

Liste de figure

Figure	titre
Figure I-1	Différent type Mur de soutènement.
Figure I-2	Mur voile
Figure I-3	Mur poids en béton
Figure I-4	Mur en gabions remplies de pierres
Figure I-5	Mur en gabions remplies de galets
Figure I-6	Chantier en cours de réalisation utilisant le technique gabion
Figure I-7	Gabions à double torsion
Figure I-8	Gabions électro soudés
Figure I-9	Vue de dessus d'un gabion
Figure I-10	Tirants de renfort
Figure I-11	Agrafes entre les différents panneaux
Figure I-12	Tractopelle remplissant les gabions
Figure I-13	Barres d'alignement
Figure I-14	Agrafeuse pneumatique
Figure I-15	Mur poids en maçonnerie de pierres sèches
Figure I-16	Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée
Figure I-17	Mur poids en maçonnerie jointoyée
Figure I-18 (A, B)	Mur poids en éléments préfabriqués
Figure I-19	Mur en « T renversé » classique
Figure I-20	Murs à contreforts
Figure I-21	Diverses dispositions de bèches)
Figure I-22 (A, B)	Rideaux de palplanches métalliques
Figure I-23	Parois moulées et préfabriquées
Figure I-24	Voiles et poutres ancrées
Figure I-25	Parois clouées
Figure I-26	Les différentes phases de la fabrication
Figure I-27	Mise en place des treillis soudé.
Figure I-28	Mise en place du parement en béton par projection
Figure I-29	Forage du sol avant introduction des clous
Figure I-30	Photos du renforcement des murs soutènement affectés par clouage des écailles.
Figure I-31	Mur en remblai renforcé par des éléments métallique
Figure I-32	Mur en remblai par des éléments géo synthétiques.

Figure I-33	Vue générale d'une paroi berlinoise à Saint-Ouen.
Figure I-34	Paroi parisienne à Champs-sur-Marne.
Figure I-35	Paroi Rennaise.
Figure I-36	Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise.
Figure I-37	Défaillance dans le drainage
Figure I-38	Défaillance dans la conception mur de soutènement
Figure I-39	Remblais gonflants derrière le mur
Figure I-40	Paroi moulée fissuration du sol due à la perte de bentonite
Figure I-41	Reprises-en sous ouvre effondrement par défaut d'étaieiment
Figure I-42	Reprises-en sous ouvre effondrement en cours de terrassements
Figure I-43	Clouage défaut de scellement des clous
Figure I-44	Clouage défaut de scellement des clous
Figure II-1	Précaution-drainage
Figure II-2	Précaution- gel
Figure II-3	Précautions de compactage
Figure II-4	Variation de K en fonction de la déformation
Figure II-5	Etat actif
Figure II-6	Etat passif
Figure II-7	Cercle de mohr à l'équilibre limite.
Figure II-8	Diagramme de pression actif.
Figure II-9	Diagramme de pression passive.
Figure II-10	Massif chargé uniformément
Figure II-11	Poussée du une surcharge uniforme.
Figure II-12	Massif à surface libre inclinée.
Figure II-13	Etat de contrainte.
Figure II-14	Coin de coulomb.
Figure II-15	Théorie de Coulomb. Etat actif.
Figure II-16	Diagramme de l'équilibre des forces.
Figure II-17	Théorie de Coulomb. Etat actif. Sol cohérent.
Figure II-18	Théorie de Coulomb. Etat passif
Figure II-19	Dimensions usuelles d'un mur-poids.
Figure II-20	Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.
Figure II-21	Modélisation l'effort dans mur poids
Figure II-22	Sécurité au glissement

Figure II-23	Rupture superficielle.
Figure II-24	Rupture profonde.
Figure II-25	Ligne de glissement.
Figure II-26	Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.
Figure II-27	Efforts qui s'appliquent sur un ouvrage de soutènement en béton armé.
Figure II-28	La ligne de glissement coupe le talus.
Figure II-29	La ligne de glissement coupe la face interne du voile.
Figure II-30	Ecran vertical fictif
Figure III-1	Forces agissantes sur le mur de soutènement
Figure III-2	Coupe transversale
Figure III-3	Ferraillage voile + semelle
Figure III-4	Ferraillage contrefort
Figure III-5	Vue de face
Figure III-6	Coupe A-A

Notation principale

σ_h	Contrainte latérale totale
σ_v	Contrainte verticale totale
K	Coefficient de la pression des terres
σ'_h	Contrainte latérale totale effective
σ'_v	Contrainte verticale totale effective
K_0	Coefficient des terres au repos
φ	Angle de frottement interne du sol
c	Cohésion totale du sol
γ	Poids volumique total du sol
c'	Cohésion effective du sol
φ'	Angle de frottement interne effectif du sol
E	Module d'Young
ν	Coefficient de poisson
Ψ	Angle de dilatance
K_a	Coefficient de la pression active
K_p	Coefficient de la pression passive
P_a	Pression active
P_v	Pression passive
F_a	Résultante de pression active par linéaire de largeur
F_p	Résultante de la pression passive par mètre linéaire de largeur
δ	L'angle de frottement écran-sol
c_w	Adhérence sol-mur
W	Poids du mur
S	Sous-Pression
P_p	Butée des terres
P_a	Poussée des terres
R	Réaction du sol fondation

F_r Coefficient de au renversement

F_g Coefficient de sécurité au glissement

e Excentrement de la composante normale de R

Résumé

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivellée 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 dénivellée 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.

La première partie de cette mémoire est consacrée à la technologie de réalisation des soutènements à partir des pierres sèches, jusqu'au béton armé : mur poids, murs cantilever, mur gabions, mur cloué, palplanche, etc.

La deuxième partie comprend les méthodes de calcul : la méthode de Rankine et coulomb.

La troisième partie contient un exemple de calcul d'un mur en béton armé de hauteur 6m et longueur de semelle 4m et une bêche de (30x40) cm : vérification de la stabilité en calculant le coefficient de glissement et de renversement.

L'objectif de cette recherche bibliographique est la conception et le dimensionnement de soutènements dans le but d'assurer leur stabilité.

Mots clés : soutènement, forces, sécurité, calcul.

Summary

The role of support structures is to retain the massive earth. They are designed to create a height difference between the lands upstream of the structure that is supported by it and the lands downstream. This height difference can be achieved by making the establishment of embankments behind the work or extraction land before it. In practice, it is quite common that we have to contribute to both backfill behind the structure and extraction of the ground before it.

The first part of this thesis is devoted to the construction technology of supports from the dry stone to reinforced concrete gravity wall, cantilever walls, gabion wall, nailed wall, pile, etc. . The second part includes the calculation methods: the method of Rankin. and Coulomb The third part contains a sample calculation of a reinforced concrete wall height 6m, 4m languor sole, and a spade of (30x40) cm: verification of stability by calculating the coefficient of sliding and overturning. The aim of this literature research is the design and dimensioning of retaining walls in order to ensure their stability.

Key words: support, forces, security calculation.

ملخص

دور هياكل الدعم هو الإبقاء على الأرض واسعة النطاق. وهي مصممة لإنشاء فرق الارتفاع بين أراضي والمنبع للهيكل، معتمد من قبل ذلك، وأراضي المصب. ويمكن تحقيق هذا الاختلاف ارتفاع بحمل إنشاء السدود وراء هيكل السناد أو استخراج الأرضية أمامه. في واقع الأمر هو أمر شائع جدا أن لدينا لتقديم مساهمة إلى كل من الردم وراء هيكل و استخراج الأرضية قبل ذلك.

ويخصص الجزء الأول من هذه الأطروحة لتكنولوجيا بناء دعائم من الحجر الجاف إلى الجدار الخرساني المقوى : جدار الوزن ، والجدران ناتئ ، والجدار التراب ، والجدار مسمر ، كومة ، الخ . ويشمل الجزء الثاني طرائق الحساب : طريقة كولومب و رانكين . الجزء الثالث يحتوي على حساب عينة من الخرسانة المسلحة ارتفاع الجدار 6 م وعرض نعل الجدار 4 م وقياس زائدة نعل الجدار (30،40) سم : التحقق من الاستقرار عن طريق حساب معامل انزلاق و انقلاب . الهدف من هذا البحث هو تصميم وحساب الجدران الإسنادية من أجل ضمان استقرارها .

الكلمات الرئيسية دعم، القوة، حساب، الأمن.

1 Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivellée 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 dénivellée 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 a 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 (figure : 1).

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,...).

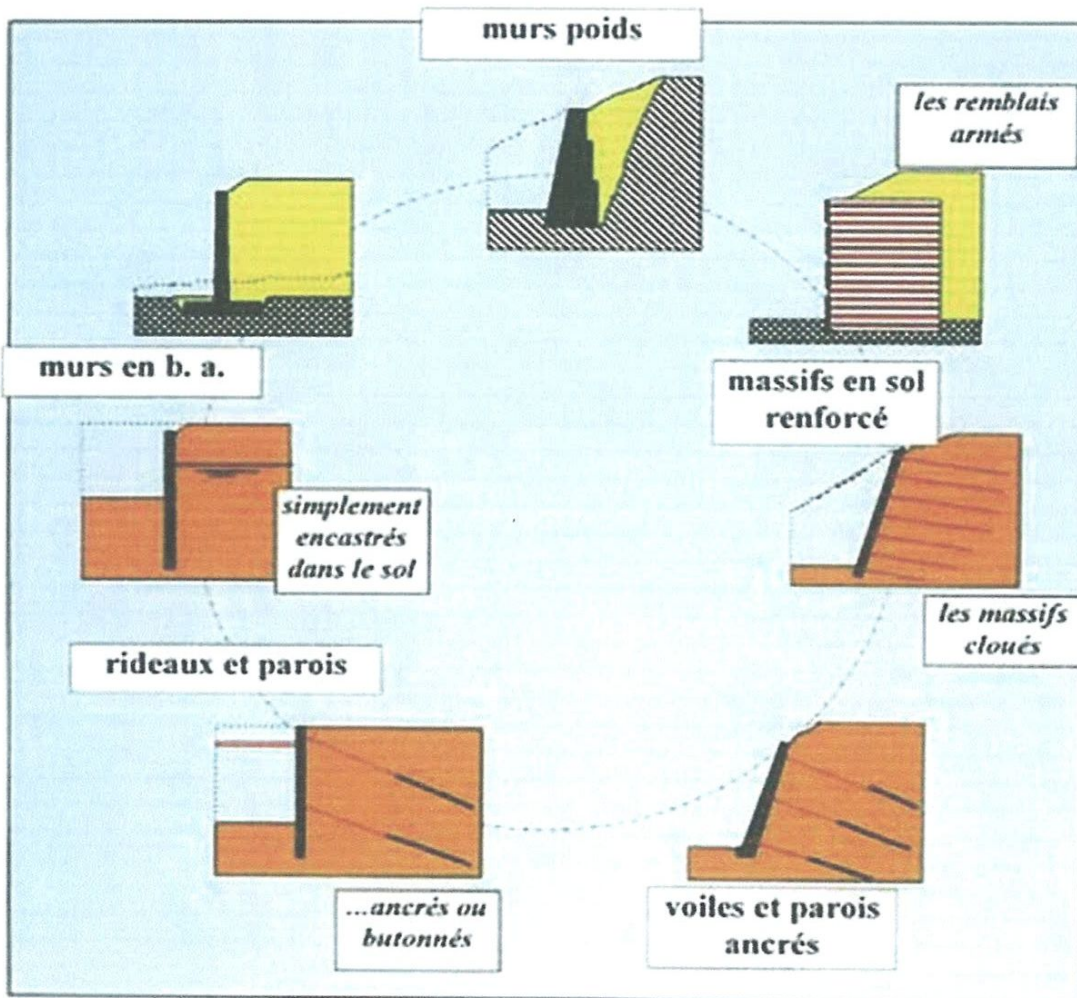


Figure 1 : Différent type Mur de soutènement.

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 fût, paroi résistante destinée aux terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fût, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

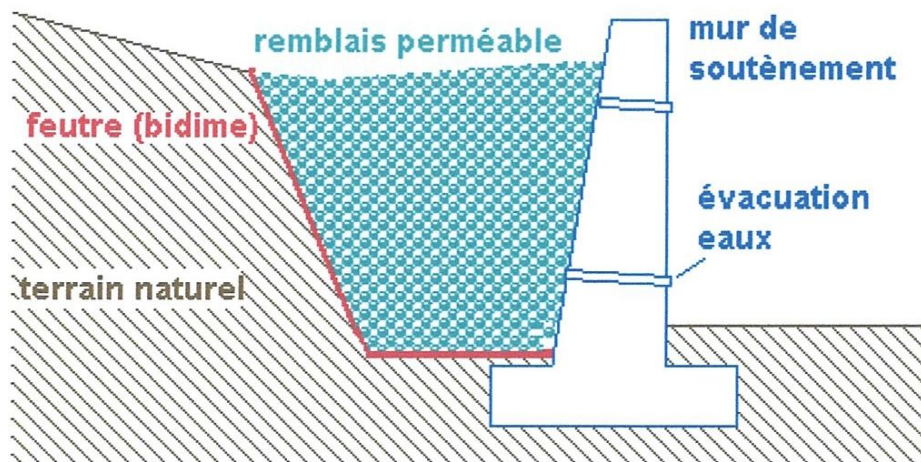


Figure 2 : Mur voile

*Chapitre I Description des principaux
types d'ouvrages de soutènement*

1 Différents type d'ouvrages de soutènement

1-1 Murs poids

1-1-1 Mur poids en béton

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé (figure 3), en maçonnerie.

Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplies de terre,...). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.



Figure 3 Mur poids en béton

1-1-2 Mur poids en gabions

Mur poids constitué d'un empilement de cages parallélépipédiques en grillage ou en treillis métallique remplies de pierres (figure 4) ou de galets (figure 5).



Figure 4 Mur en gabions remplies de pierres.



Figure 5 Mur en gabions remplies de galets

a) Réalisation d'un mur de soutènement en gabions



Figure 6 Chantier en cours de réalisation utilisant le technique gabion

• Gabion

Cage en treillis ou en grillage métallique remplie de pierres ou de galets, destinée à la réalisation d'un dispositif de protection ou de soutènement.

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 7).
- **Les gabions électro soudés**, à maille carrée ou rectangulaire, qui sont obtenus par soudage électrique de barrettes d'acier. 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 8).

Pour toutes ces raisons, notre étude se portera sur des gabions électro soudés



Figure 7 Gabions à double torsion



Figure 8 Gabions électro soudés

Les matériaux de remplissage des gabions sont des matériaux pierreux ayant la plus haute densité possible, de formes homogènes, non évolutifs et insensibles au gel. Du béton concassé peut aussi être employé. La plus grande dimension de pierres est limitée à 250 mm.

Le remplissage des gabions peut être réalisé selon deux techniques :

- Soit les gabions sont montés à part, remplis, fermés, puis disposés à leur place à l'aide d'une grue.
- Soit les gabions sont installés déjà à leur place finale, puis remplis et fermés.

Cette deuxième solution est beaucoup plus efficace, car elle ne nécessite pas de grue, et évite le doublage des côtés et des bases.

Pour plus d'esthétisme, les gabions peuvent être arrangés à la main, afin de donner une mise en place plus uniforme du mur.

L'assemblage des panneaux est réalisé à l'aide d'une agrafeuse pneumatique, qui permet d'attacher les gabions entre eux grâce à des agrafes en acier. Pour plus de stabilité, des tirants de renfort, tiges d'acier aux extrémités recourbées, sont placés diagonalement entre les différentes faces de la cage. Quatre tirants sont placés à $\frac{1}{3}$ de la hauteur et quatre autres sur le $\frac{1}{3}$ suivant (figure 9,10).

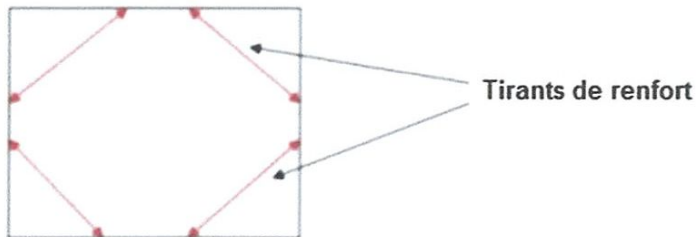


Figure 9 Vue de dessus d'un gabion



Figure 10 Tirants de renfort



Figure 11 Agrafes entre les différents panneaux

Lors du remblaiement du terrain, du géotextile, tissu en matériau synthétique, est placé entre la terre et les gabions, afin de laisser notamment passer l'eau.

La pérennité d'un ouvrage en gabions est liée aux matériaux employés (fils métalliques et pierres) et à la qualité de la mise en œuvre. La durabilité des cages gabions peut être diminuée d'une part par la pollution ou l'agressivité du milieu dans lequel l'ouvrage est réalisé et d'autre part par la qualité du fil et surtout de son revêtement.

Un milieu particulièrement chargé en dioxyde de soufre ou dans lequel circulent des eaux polluées, agressives ou abrasives, diminue la durabilité des fils métalliques galvanisés. Le fil non protégé se corrode alors assez rapidement puis la rouille forme une protection extérieure. Cette couche de protection ralentit et stabilise le processus de détérioration. Certaines sociétés, comme Aquaterra, utilisent comme revêtement de fils du GalFan (alliage de 95% de zinc et de 5% d'aluminium), qui protègent très efficacement les fils. L'éventuel sur revêtement de PVC apporte une protection supplémentaire notamment contre l'abrasion.

b) Outillages nécessaires à la construction

La construction d'un ouvrage en gabions ne nécessite que peu d'outils :

- **Le tractopelle** (figure 12), qui a une double fonction : d'une part pour préparer le terrain du chantier, et d'autre part, pour remplir les gabions de pierres.
- **Une semi-remorque**, amenant les pierres depuis la carrière jusqu'au chantier.
- **Des barres d'alignement** (figure 13), qui permettent le bon alignement du mur. Elles s'accrochent sur les grilles, elles possèdent des crochets.
- **Des agrafeuses pneumatiques** (figure 14), avec des agrafes pour attacher les panneaux entre eux.



Figure 12 Tractopelle remplissant les gabions

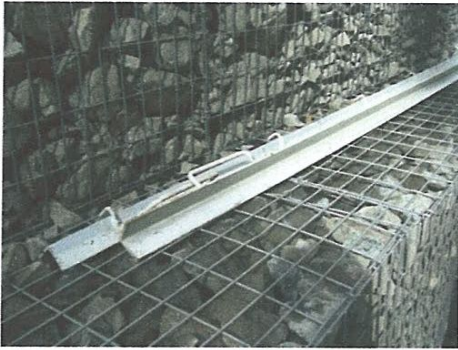


Figure 13 Barres d'alignement



Figure 14 Agrafeuse pneumatique

1-1-3 Mur poids en maçonnerie de pierres sèches

Les techniques de construction des murs de soutènement en pierres sèches sont universelles : bien que quasiment absentes de toute littérature, on les retrouve aux quatre coins de la planète (France, Japon, Portugal...). Ces murs présentent a priori l'avantage de répondre parfaitement à toutes les exigences techniques et environnementales. A l'épreuve du temps, ils peuvent être construits avec des pierres de tout type, ce qui permet dans la plupart des cas d'utiliser des matériaux « in situ ». Cet approvisionnement local en matières premières, allié à une technique facile à mettre en œuvre permet une construction respectueuse de l'environnement, sur tout type de terrains.

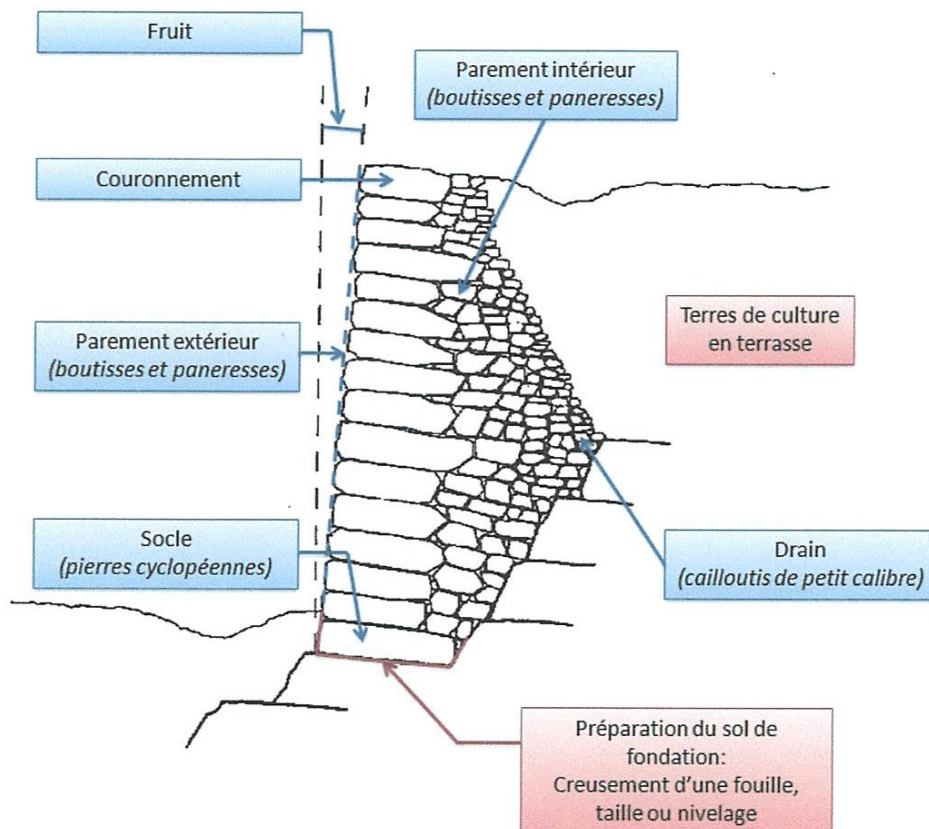


Figure 15 Mur poids en maçonnerie de pierres sèches

Il existe deux types de Mur poids en maçonnerie de pierres sèches

a) Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée

Mur poids constitué de pierres non jointoyées par un mortier (figure 16).

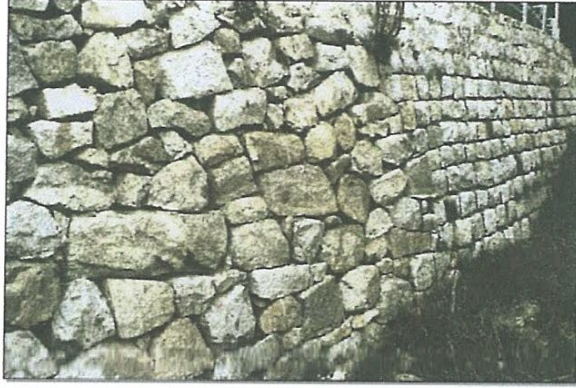


Figure 16 Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée

b) Mur poids en maçonnerie jointoyée

Mur poids constitué de pierres, de moellons ou de briques jointoyés par un mortier (figure 17).

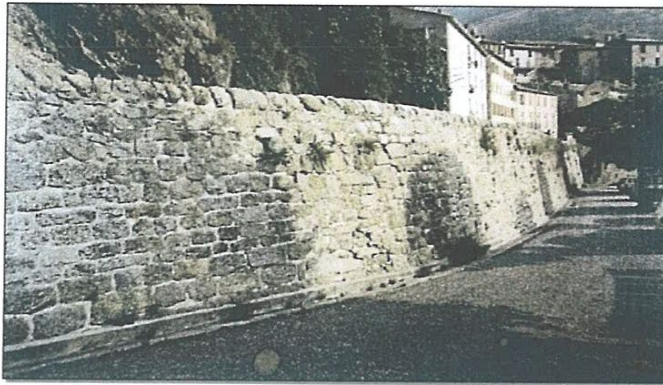
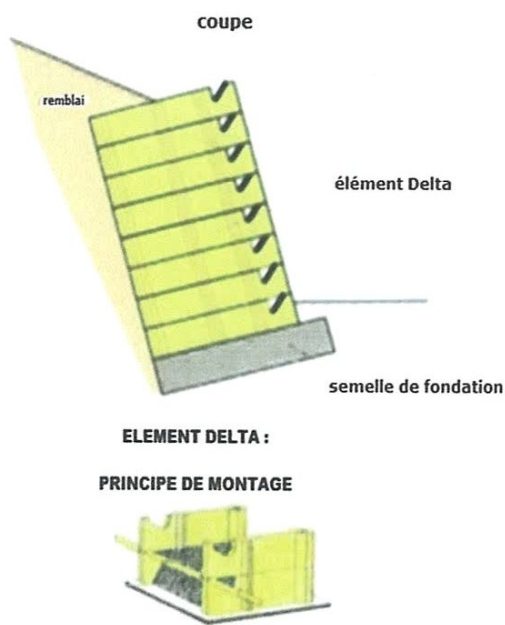


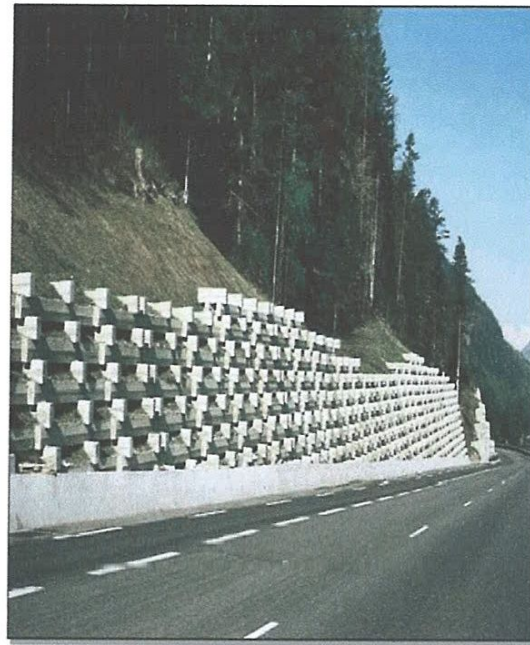
Figure 17 Mur poids en maçonnerie jointoyée

1-1-4 Mur poids en éléments préfabriqués

Mur poids constitué d'un empilement d'éléments creux en béton qui sont généralement remplis de terre afin de stabiliser l'ouvrage et de permettre son éventuelle végétalisation (figure 18(A, B)).



(A)



(B)

Figure 18 Mur poids en éléments préfabriqués

1-2 Murs en béton armé ou murs cantilever

Ils sont aussi appelés quelquefois mur-chaises ou mur cantilever : ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts avec radier de lestage.

Quelques exemples sur des mur-voiles.

1-2-1 mur en « T renversé » classique

Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées (figure 19).

En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

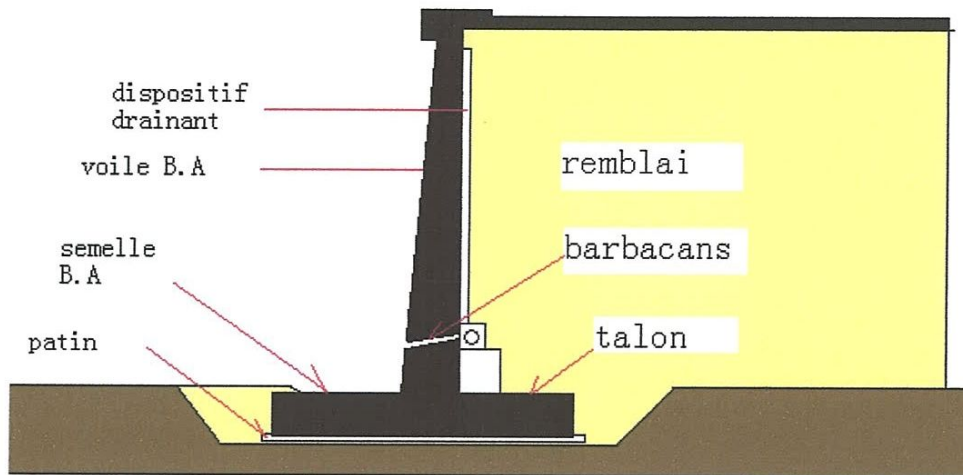


Figure 19 Mur en « T renversé » classique

1-2-2 Murs à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile (figure 20).

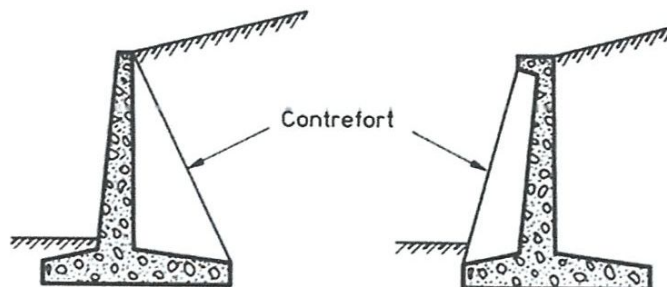


Figure 20 Murs à contreforts

a) Diverses dispositions des bêtes

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bête ». celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

Cette bête est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage. Le premier cas (figure 21. A) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel.

Mais à l'ouverture de la fouille de la bête, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bête (figure 21. B) supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

Le troisième cas (figure 21. C) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

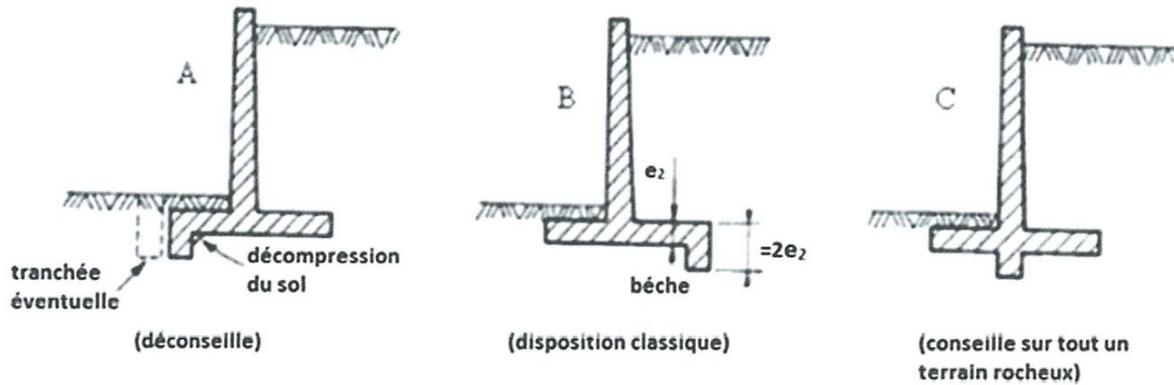


Figure 21 Diverses dispositions de bèches

1-3 Rideaux de palplanches métalliques

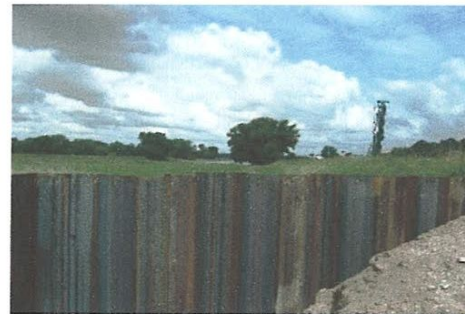
Les palplanches sont des barres d'acier dont la section épouse généralement la forme d'un U issue de la métallurgie et du laminage (figure 22. A). Le poids au mètre varie selon le profil mais entre dans une fourchette de 20 à 120 kg. L'épaisseur indicative de ces palplanches va de 5 à 20mm. Les palplanches sont fournies en longueurs variantes, de 1 à 30 mètres.

Les palplanches sont accrochées les unes aux autres grâce à des rails et sont fermées dans les angles à l'aide de clefs de fermetures (figure 22. B).

Il existe beaucoup de types et de profils de palplanches, cela dépend de la résistance souhaitée. On trouve des palplanches excessivement lourdes (grande résistance avant déformation) et d'autre très légère. Cela dépend de l'utilisation que l'on veut en faire.



(A)



(B)

Figure 22 Rideaux de palplanches métalliques

1-4 Parois moulées et préfabriquées

1-4-1 Paroi préfabriquée

Ouvrage de soutènement constitué d'une juxtaposition de panneaux verticaux préfabriqués en béton armé scellés par un coulis de ciment dans une tranchée préalablement réalisée dans le sol.

Note : Les parois préfabriquées sont le plus souvent ancrées par des tirants d'ancrage précontraints.

1-4-2 Paroi moulée

Ouvrage de soutènement constitué d'une juxtaposition de panneaux verticaux en béton armé coulés en place dans une tranchée préalablement réalisée (figure 23).



Figure 23 Parois moulées et préfabriquées

1-5 Voiles et poutres ancrées

1-5-1 Poutre ancrée

Ouvrage de soutènement ou de stabilisation d'une pente constitué d'une poutre horizontale de faible hauteur en béton armé ancrée dans le sol par un seul lit de tirants d'ancrage précontraints.

Note : Un ouvrage de soutènement est généralement constitué de plusieurs poutres ancrées.

1-5-2 Voile ancré

Ouvrage de soutènement constitué d'un voile en béton armé pouvant présenter un fruit parfois assez important et ancré dans le sol par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints (figure 24).



Figure 24 Voiles et poutres ancrées

1-6 Parois clouées

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 (figure 25). 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.

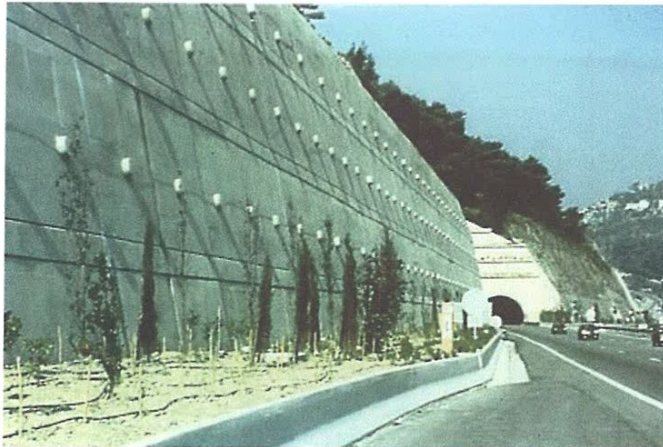


Figure 25 Parois clouées

a) Les différentes phases de la fabrication

La construction d'un mur en sol cloué se fait par phases successives comprenant :

1. Un terrassement, généralement limité à 1 ou 2 m de hauteur et éventuellement limité en longueur selon les terrains.
2. La mise en place des clous subhorizontaux ou inclinés au sein du sol.
3. la réalisation d'un parement qui peut être fait sur place (béton projeté sur treillis soudé ou béton de fibres) ou à l'aide d'éléments préfabriqués et qui peut être habillé de diverses manières (figure 26).

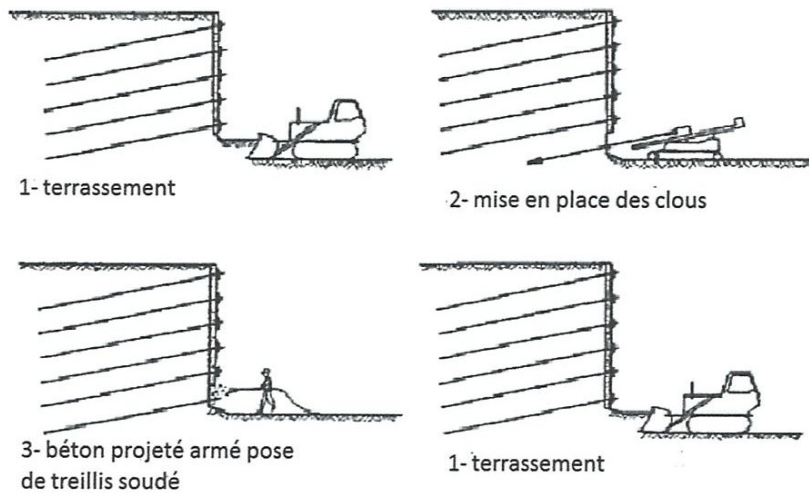


Figure 26 Les différentes phases de la fabrication

b) Eléments d'un mur cloué

Les clous : les dimensions et la densité des barres dans un sol sont fonction des charges à supporter et de la qualité du sol, pour un sol cohérent, on pourra utiliser un clouage peu dense, ce qui ne sera pas le cas pour un sol pulvérulent. Ici nous considérerons le sol cohérent. Nous prendrons donc 1 clou ($\phi=6\text{cm}$; $L=6\text{m}$) pour 2.25m^2 de mur. La réalisation en déblai, se fait par passes descendantes successives. Il existe plusieurs méthodes : soit par scellement au coulis de ciment ou au mortier dans un forage préalable, soit par battage ou vibrofonçage.

Les armatures sont en acier.

Le parement, dans le cas du béton projeté armé, à une épaisseur calculée qui est principalement fonction du maillage adopté pour la mise en place des barres, dans notre situation, nous avons une épaisseur de 20 cm de béton projeté (figure 28).

Le treille, qui est dans la couche de béton projeté, à un standard de 10 kg de treille soudé par m^2 dans notre cas (figure 27).



Figure 27 Mise en place des treillis soudé.



Figure 28 Mise en place du parement en béton par projection

c) Les machines et les outils utilisés

Lors de la phase de terrassement, on utilise **des excavateurs** pour le déplacement du sol et pour renforcer le terrain.

Dans la phase de mise en place des clous, le **forage** est réalisé par rotation, par percussion ou par roto-percussion avec une tarière continue, un outil de désagrégation (tricône, outil à lame, taillant,...), un tube ouvert ou un tube et une tige portant un outil (tricône ou taillant). Ensuite, les barres sont introduites à l'aide d'un canon à air comprimé et d'un canon pyrotechnique (figure 29 ; 30).



Figure 29 Forage du sol avant introduction des clous.



Figure 30 Photos du renforcement des murs soutènement affectés par clouage des écailles.

1-7 Ouvrages en remblai armé ou renforcé par des éléments métalliques ou géosynthétiques

1-7-1 Mur en remblai renforcé

Ouvrage de soutènement constitué de couches successives de remblai compactées entre lesquelles sont disposés des éléments de renfort métalliques ou synthétiques, souples et résistants, et d'un parement retenu par ceux-ci.

Note : Les éléments de renfort peuvent être des lanières, des treillis métalliques ou synthétiques, des nappes synthétiques.

1-7-2 Remblai renforcé (remblai armé)

Remblai constitué de couches successives de remblai compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renfort souples et résistants généralement métalliques (figure 31) ou synthétiques (figure 32).



Figure 31 Mur en remblai renforcé par des éléments métallique.



figure 32 Mur en remblai par des éléments géo synthétiques.

1-8 Paroi composite

Ouvrage de soutènement constitué de poteaux en métal ou en béton armé fichés régulièrement dans le sol et d'un parement, généralement en béton ou en bois, réalisé entre les poteaux au fur et à mesure de l'excavation.

Note : Les parois composites sont le plus souvent ancrées par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints.

1-8-1 Paroi berlinoise

Paroi composite dont les poteaux sont constitués de profilés métalliques du commerce (généralement de type H) (figure 33).

1-8-2 Paroi parisienne

Les éléments verticaux sont constitués, non plus par des profilés métalliques, mais par des poteaux en béton armé préfabriqués mis en place dans un forage rempli d'une coulisse bentonite ciment.

Dans certains sols, il est également possible de les vibrofoncer ou de les battre. La tolérance de verticalité est analogue à celle requise pour les Berlinoises : 0,5 à 1 %. Les poteaux peuvent être rainurés ou équipés d'armatures en attente sur lesquelles s'ancrent les panneaux. Des réservations sont généralement prévues pour des tirants. L'intérêt de cette variante est de conférer à l'ouvrage une plus grande rigidité que celle qui lui est donnée par de simples profilés métalliques. Par ailleurs, l'ouvrage est moins sujet à la corrosion que dans le cas d'emploi de simples profilés métalliques. Le parement est le plus souvent constitué de béton projeté.

Les difficultés de cette technique résident dans les problèmes de manutention limitant le poids et la longueur des poteaux. D'autre part, le positionnement des attentes doit être très précis. Un exemple de ce type d'ouvrage est donné en (figure 34).

1-8-3 Paroi Lutétienne

Il s'agit d'une évolution du procédé de la paroi Parisienne dans laquelle les poteaux préfabriqués en béton armé sont remplacés par des pieux exécutés en place dans des forages. Il n'y a donc pas les mêmes limitations géométriques que dans le cas précédent, les opérations de manutention s'en trouvant facilitées. Le parement est le plus souvent constitué de béton projeté.

Le domaine d'emploi est donc étendu au cas d'ouvrages nécessitant des pieux de grandes dimensions (fouilles profondes ou sols difficiles) avec les difficultés déjà citées concernant le positionnement d'aciers en attente. La figure 35 montre un tel ouvrage en site urbain.

1-8-4 Paroi Rennaise

Ce soutènement constitue une variante de la paroi Lutétienne, pour les terrains de forte cohésion. Il ne comporte que des pieux forés, distants les uns des autres. Un cas extrême est constitué par un rideau de pieux sécants, solution qui peut être envisagée en présence d'une nappe phréatique. La mise en œuvre d'un parement de finition en béton coulé en place ou rapporté reste évidemment possible.



Figure 33 Vue générale d'une paroi berlinoise à Saint-Ouen.



Figure 34 Paroi parisienne à Champs-sur-Marne.

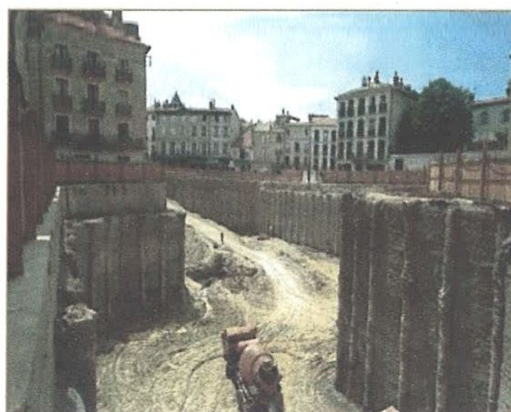


Figure 35 Paroi Rennaise.

a) Principe de fonctionnement

Les ouvrages de ce type associent : des éléments verticaux, plus ou moins rigides et espacés, généralement scellés dans des forages sous le niveau général de terrassement, des panneaux réalisés entre les éléments verticaux au fur et à mesure des phases d'excavations.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par la fiche des éléments verticaux auxquels sont souvent associés des dispositifs d'appui (tirants, clous ou butons) mis en place à l'avancement (Figure 36).

Remarque : Les parois clouées proprement dites font l'objet d'un fascicule intitulé : « Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées ».

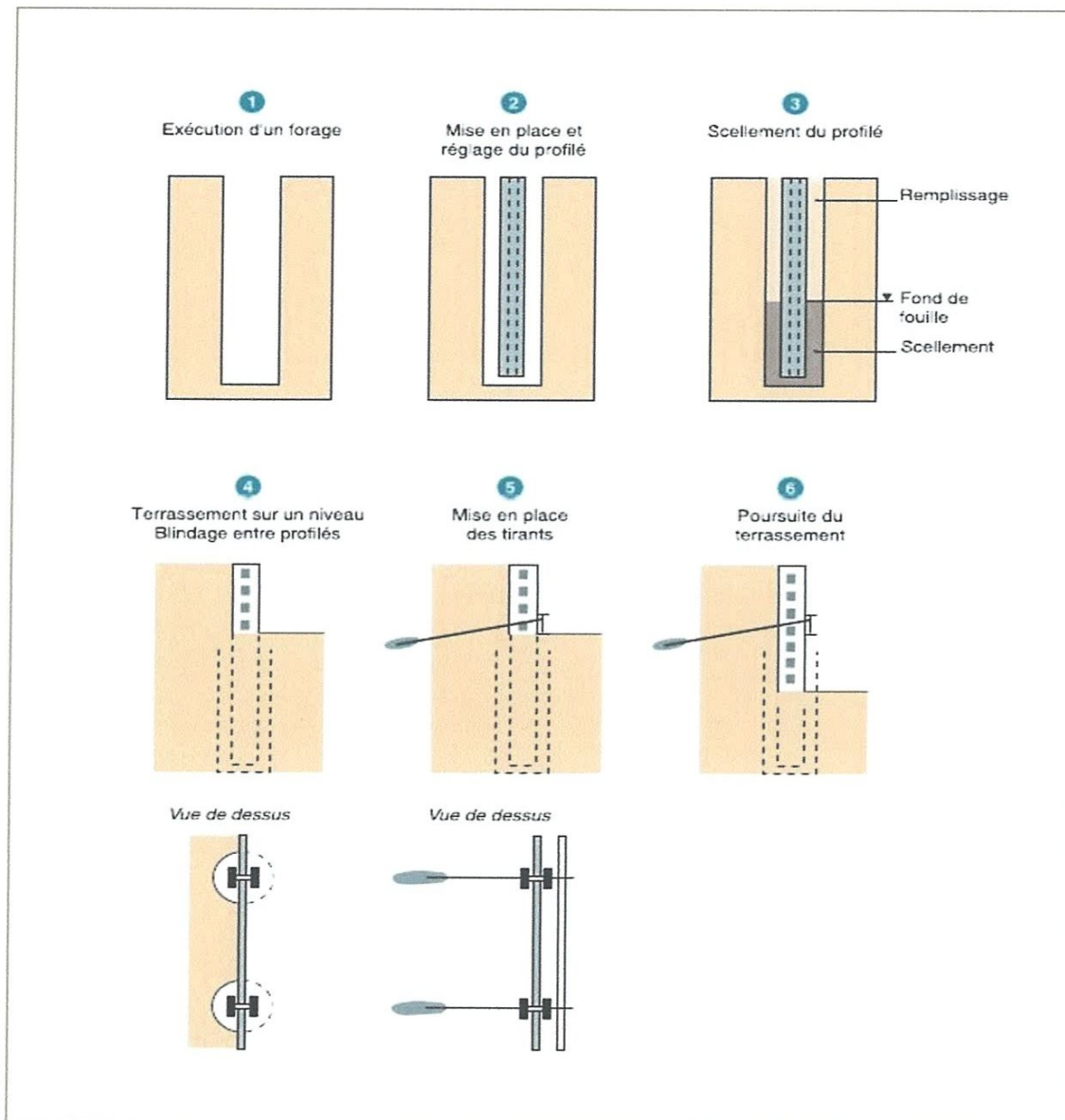


Figure 36 Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise.

Lors des phases d'excavation, la stabilité locale de la fouille, dans sa partie non revêtue, est assurée par la mobilisation d'un effet de voûte entre les éléments les plus rigides : en plan, entre les éléments verticaux ; en élévation, entre le sommet et le pied de la nouvelle partie excavée.

La mobilisation de tels arcs de décharge entre les éléments résistants est analogue à celle mise en jeu dans un massif cloué. En phase définitive, les panneaux sont soumis à des efforts de poussée des terres et les reportent vers les éléments verticaux. Le comportement d'ensemble s'apparente alors davantage à celui d'écrans continus.

2 Pathologie mur du soutènement

2-1 Mur de soutènement : Défaillance dans le drainage

2-1-1 Exposé du sinistre

Un mur a été construit sur un terrain naturel de qualité médiocre pour une plate-forme en remblais. A la suite d'un violent orage, ce mur s'est effondré sur une centaine de mètres.

2-1-2 Les causes

L'eau de la plate-forme s'est engouffrée dans les avaloirs sans exutoires se trouvant le long de la route longeant le mur. L'eau s'est mise en pression derrière le mur. Comme celui-ci n'avait pas de barbacanes et était insuffisamment ferrailé, il ne pouvait pas résister à la poussée hydrostatique non prise en compte dans les calculs.

2-1-3 Recommandations

Un mur, comme tout ouvrage de soutènement doit être bien calculé et surtout réalisé avec un drainage très efficace. La plupart des accidents de murs de soutènement proviennent d'une insuffisance de drainage en arrière du mur.

2-1-4 Schéma explicatif

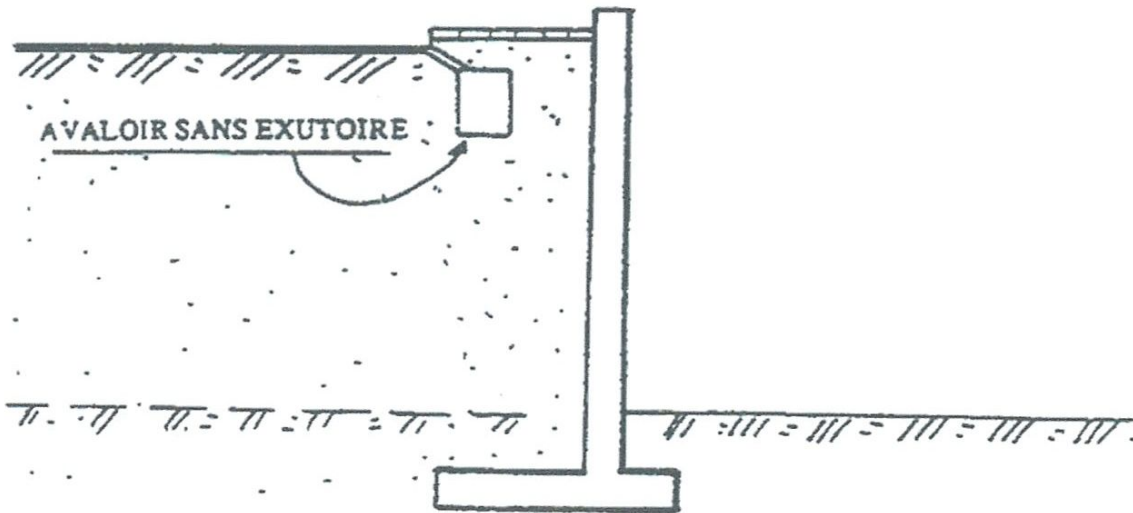


Figure 37 Défaillance dans le drainage

2 Mur de soutènement défaillance dans la conception

2-2-1 Exposé du sinistre

Pour pouvoir construire un bâtiment sur une plate-forme après terrassement, il a été décidé de construire un mur de soutènement d'une dizaine de mètres de hauteur avec un retour à angle droit.

Après construction du mur, le côté du mur le plus long s'est fissuré avec des fissures à 45° très importantes à proximité du retour.

2-2-2 Les causes

Le mur a été calculé de façon traditionnelle avec les armatures principales sur la face arrière du mur côté terre pour reprendre le moment fléchissant dû à la poussée des terres. Dans l'angle, le mur le plus long est venu s'appuyer sur le mur en retour. Les fissures proviennent de l'absence de ferrailage du côté de la face vue du mur malgré la présence de joints régulièrement espacés.

2-2-3 Recommandations

Dans le cas de murs en retour, il est indispensable de prévoir une inversion une inversion des moments fléchissant et armer le mur sur les deux faces. Il ne devrait pas y avoir de joint dans l'angle de jonction entre les murs.

2-2-4 Schéma explicatif

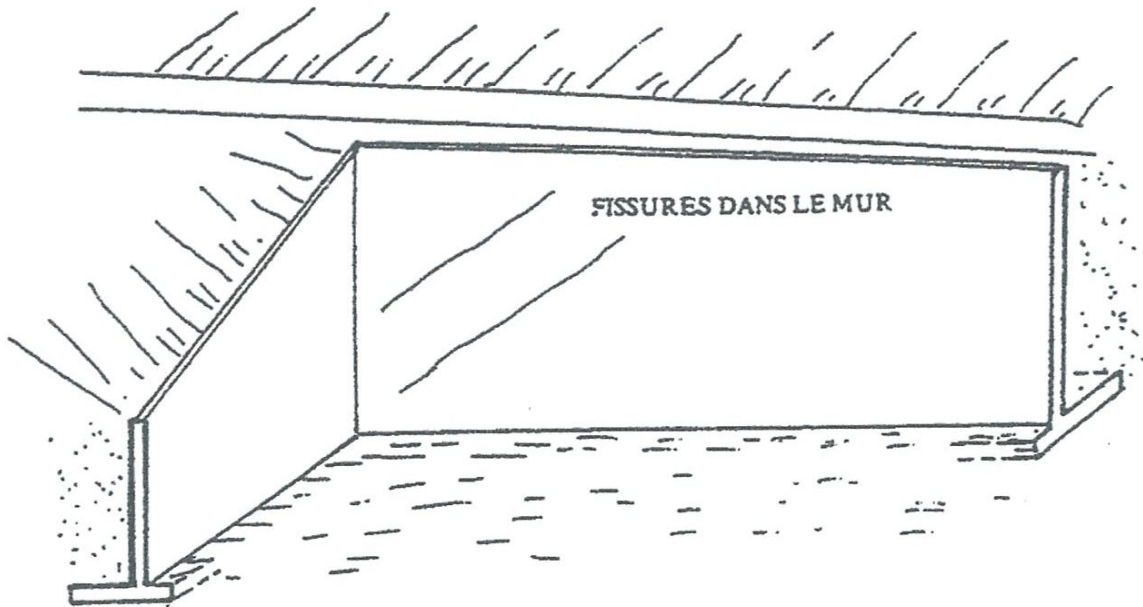


Figure 38 Défaillance dans la conception mur de soutènement

2-3 Mur soutènement remblais gonflants derrière le mur

2-3-1 Exposé du sinistre

Pour construire un centre commercial, il a été décidé de terrasser le sol et de construire un mur de soutènement de 12 mètre de haut. Celui-ci a été prévu désolidarisé du bâtiment commercial construit en aval. Le joint prévu avait une largeur de 10 cm. Le mur de soutènement avec contreforts e arrière s'est déplacé en tête est venu s'appuyer sur la structure. Il s'est fissuré et les plaques avec les contreforts se sont cassées.

2-3-2 Les causes

Au moment de la construction du mur, les remblais mis en arrière du mur étaient des matériaux du site, argiles à caractère gonflant. La tête du mur en s'appuyant sur la structure du centre commercial a provoqué de gros désordres.

2-3-3 Recommandations

Un mur de soutènement est calculé avec des hypothèses qu'il convient de respecter au moment de la construction. Il doit avoir conformité entre les calculs et les dispositions. Dans notre cas, le remblai aurait dû être en matériaux graveleux.

2-3-4 Schéma explicatif

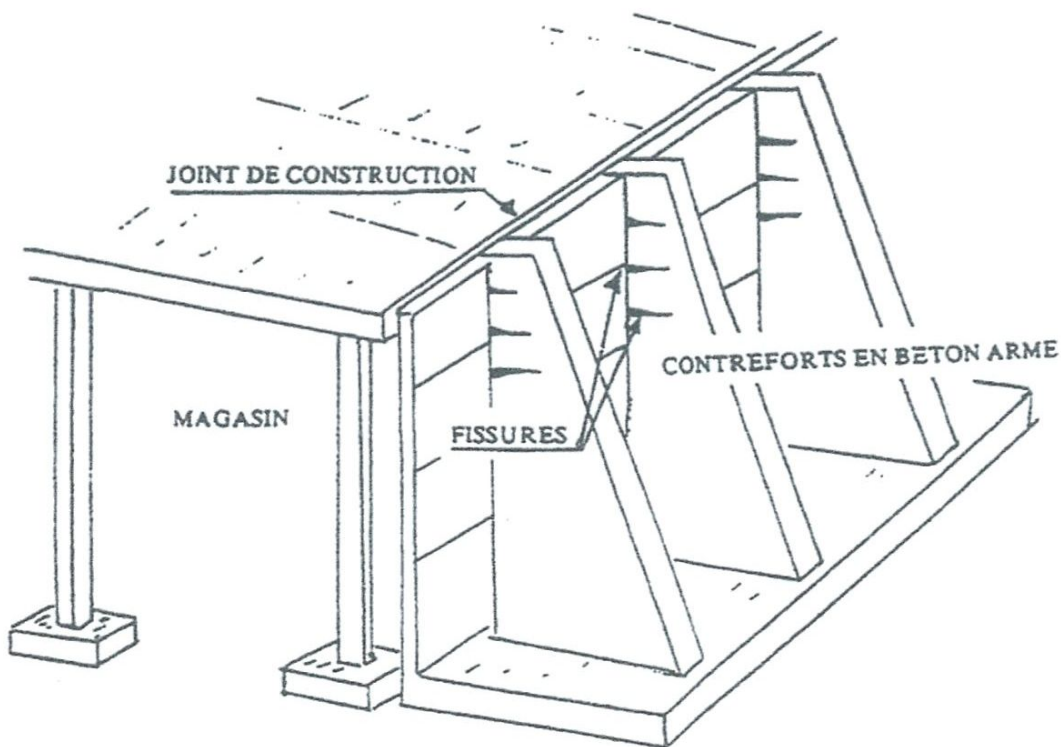


Figure 39 Remblais gonflants derrière le mur

2-4 Paroi moulée fissuration du sol due à la perte de bentonite

2-4-1 Exposé du sinistre

Au moment de l'excavation de la paroi moulée, la benne a rencontré une galerie et l'ensemble de la bentonite qui devait maintenir les parois a disparu dans cette galerie.

La tranchée non maintenue s'est déformée en entraînant des fissures dans le sol environnant cassant les canalisations voisines aggravant le phénomène.

2-4-2 Les causes

Il y a eu une insuffisance de reconnaissance de sol qui n'a pas détecté la galerie.

2-4-3 Recommandations

Avant l'exécution d'une paroi moulée, il faut faire des sondages suffisamment rapprochés pour détecter toute anomalie du sol et prendre les mesures en conséquence. Il faut également purger le sol de blocs pour permettre à la benne de réaliser l'excavation correctement.

2-4-4 Schéma explicatif

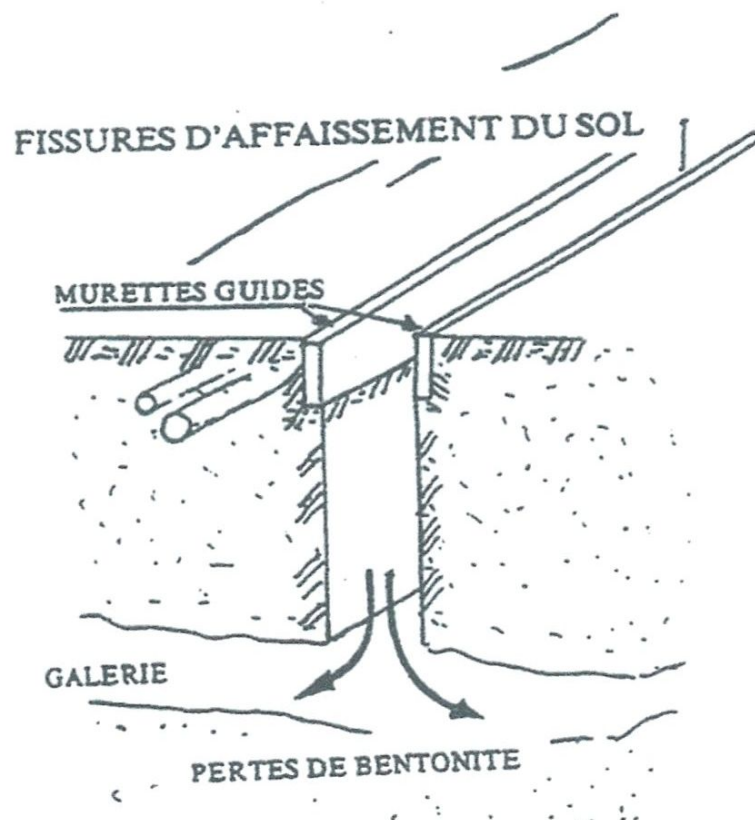


Figure 40 Paroi moulée fissuration du sol due à la perte de bentonite

2-5 Reprises-en sous œuvre effondrement par défaut d'étaie

2-5-1 Exposé du sinistre

Il a été prévu sur le pourtour du terrain de réaliser une reprise en sous-œuvre traditionnelle dans une tranchée blindée avec des raidisseurs verticaux et horizontaux ; les raidisseurs sont en béton armé coulé à l'abri de puits blindés.

Au moment de la pause de midi, une grande partie de la reprise en sous-œuvre s'est effondrée.

2-5-2 Les causes

Pour aller vite, le terrassier a détruit complètement la tranchée blindée sans mettre en place le boutonnage nécessaire prévu. Dans notre cas, la charge sur la reprise était faible et la résultante des très excentrée.

2-5-3 Recommandations

Prévoir une bonne coordination entre l'entreprise réalisant les travaux de reprise en sous-œuvre et le terrassier qui ont des objectifs de travaux très différents, et ne pas oublier de mettre en place les étais prévus.

2-5-4 Schéma explicatif

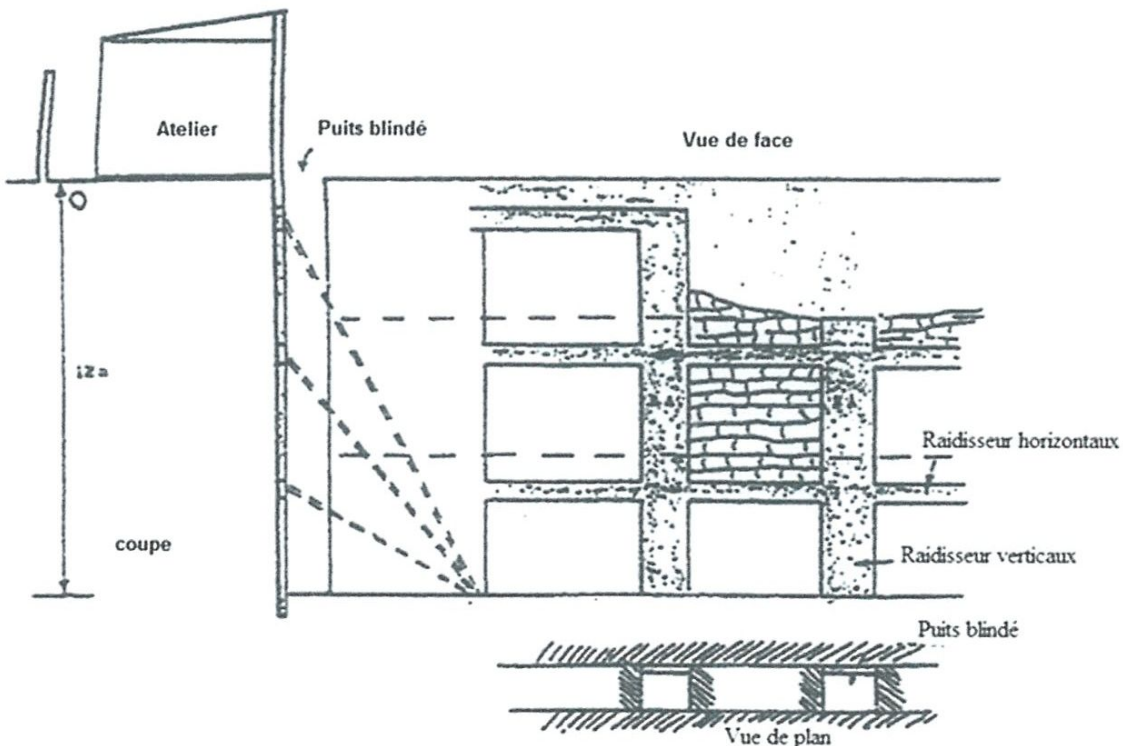


Figure 41 Reprises-en sous œuvre effondrement par défaut d'étaie

2-6 Reprises-en sous ouvre effondrement en cours de terrassements

2-6-1 Exposé du sinistre

Pour réaliser une fouille le long d'un mitoyen, il a été prévu de faire une paroi clouée. Sous le bâtiment chargé, un ensemble de plots avec tirants et micropieux a été prévu, mais sous le mur de séparation avec le vision peu chargé, les terrassements se sont réalisés sans précaution. Le petit mur de soutènement s'est effondré.

2-6-2 Les causes

L'effondrement est dû aux terrassements sans précaution dans un sol graveleux sans cohésion.

2-6-3 Recommandations

Quel que soit la reprise en sous-œuvre, et en particulier les reprises en sous-œuvre peu chargées, il faut prévoir un report de charges verticales et horizontales par un boutonnage approprié. La technique de paroi clouée seule n'est pas adaptée à une reprise en sous-œuvre.

2-6-4 Schéma explicatif

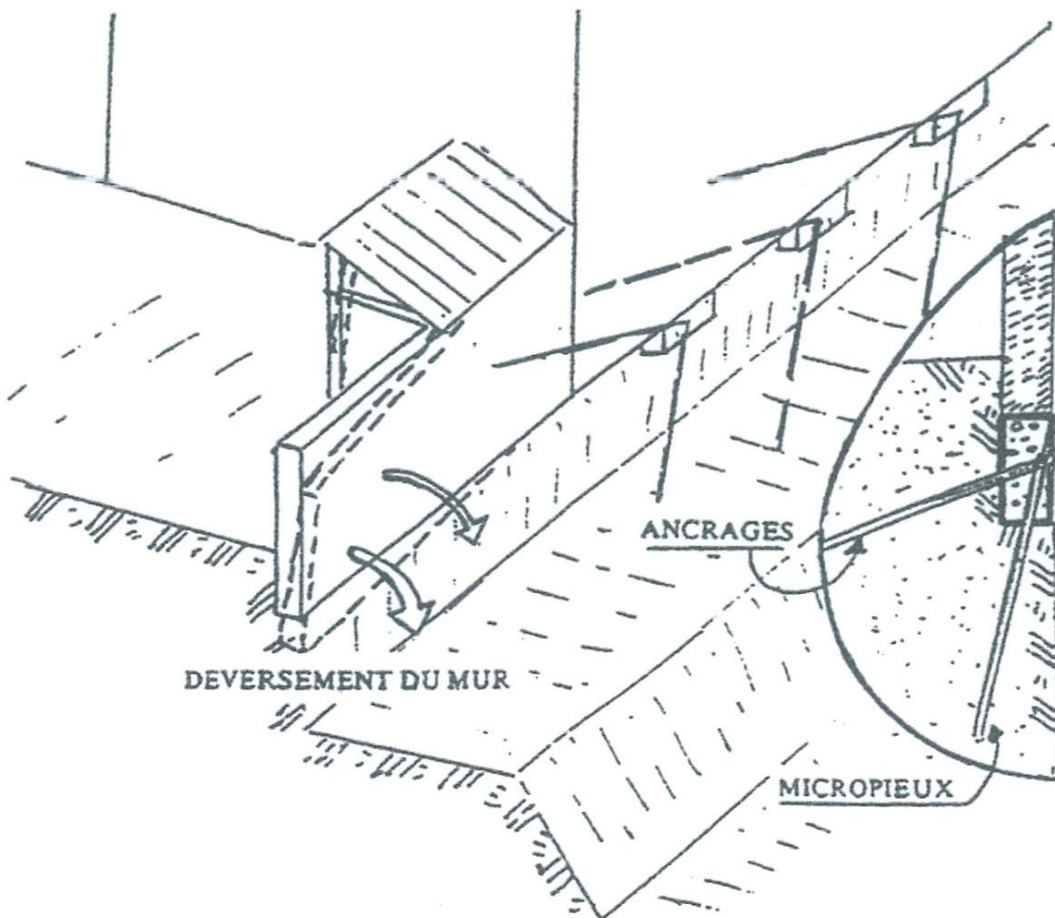


Figure 42 Reprises-en sous ouvre effondrement en cours de terrassements

2-7 Clouage défaut de scellement des clous

2-7-1 Exposé du sinistre

Pour réaliser une plate-forme, des clouages avaient été prévus. Trois entreprises se partageaient le travail :

- La première réalisait les forages,
- La deuxième réalisait la mise en place et le scellement des barres,
- La troisième réalisait la paroi en béton projeté.

Au moment du terrassement de la deuxième passe, la paroi s'est affaissée et s'est déversée.

2-7-2 Les causes

L'entreprise réalisant les forages a réalisé les trous à l'eau dans un matériau à tendance argileuse ne permettant pas un bon scellement des clous.

L'autre entreprise qui a mis les barres dans les trous de forage n'a pas utilisé de centreurs, ce qui fait que les barres n'étaient pas correctement scellées.

2-7-3 Recommandations

Les travaux de réalisation de parois comme tous les travaux de terrassements doivent être sous la responsabilité d'une seule entreprise. Les travaux être réalisés selon les règles de l'art, tant du point de vue du forage que du point de vue du scellement des barres.

2-7-4 Schéma explicatif

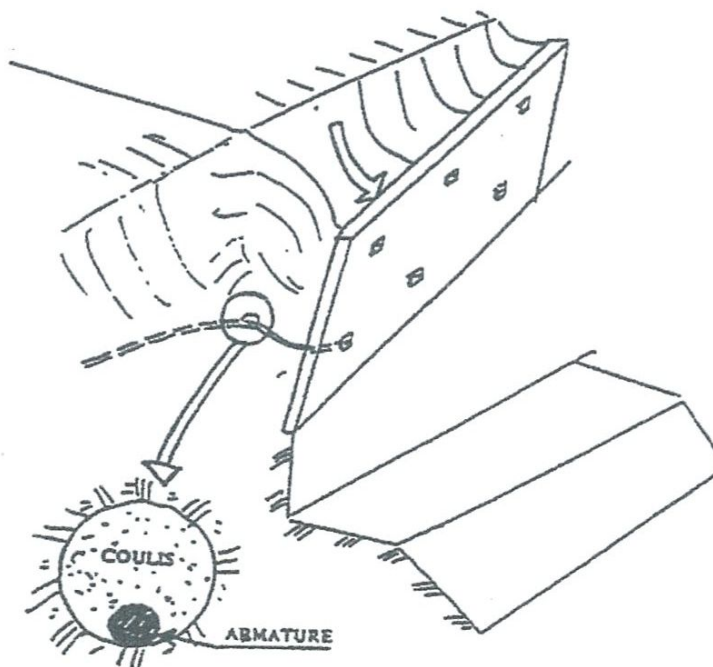


Figure 43 Clouage défaut de scellement des clous

2-8 Clouage défaut de scellement des clous

2-8-1 Exposé du sinistre

Pour construire les deux sous-sols d'un bâtiment le long de la route. L'entreprise devait réaliser une paroi clouée classique en trois phases selon le schéma de principe suivant :

- Terrassement sur une passe,
- Mise en place des clous,
- Réalisation du béton projeté.

A la deuxième passe de terrassement, la paroi clouée s'est effondrée.

2-8-2 Les causes

L'effondrement est dû à une insuffisance de résistance du clouage consécutive à la prise en compte d'une cohésion trop importante dans les calculs. La valeur de la cohésion résultait d'essais de cisaillement à court terme dans un sol à tendance argileuse. Pour optimiser le projet. Le projeteur a pris une valeur excessive de cohésion.

2-8-3 Recommandations

Pour les parois clouées devant durer tous le temps de la construction des sous-sols, c'est-à-dire au minimum trois mois, il est déconseillé de prendre une cohésion du sol trop forte. Celle-ci doit résulter d'essais à long terme.

2-8-4 Schéma explicatif

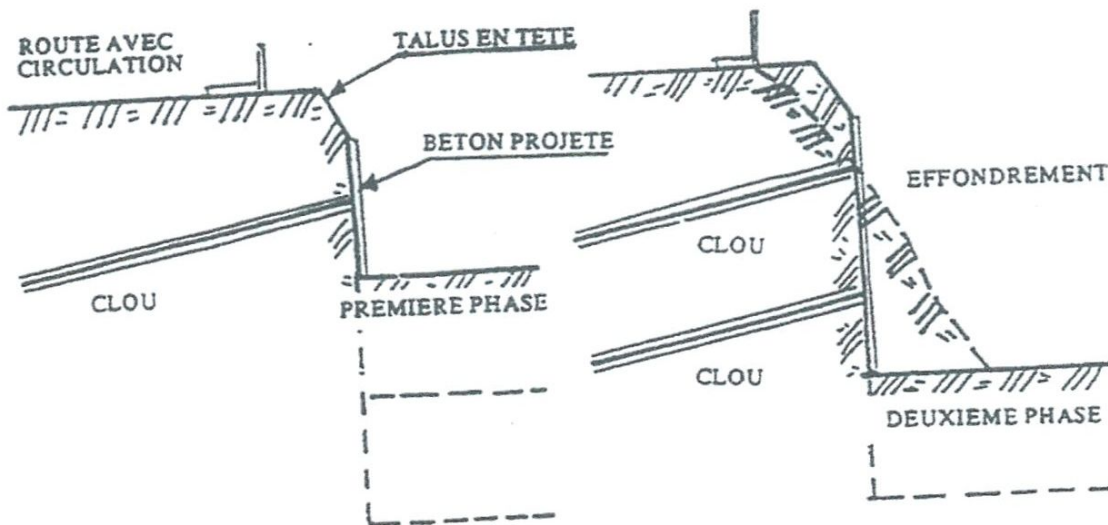


Figure 44 Clouage défaut de scellement des clous

*Chapitre II Dimensionnement des
ouvrages de soutènement*

1 Précautions

1-1 précaution drainage et gel

Il est important qu'il n'y ait pas d'accumulation d'eau à l'arrière d'un mur de soutènement. Il faut donc aménager des drains le long du mur et à la base de celui-ci pour permettre l'évacuation de l'eau (figure 1).

Les remblais constitués par des sable et graviers silt eux et argileux (SC, SM, GC et GM) ou des silts et silts argileux (CL, MH, ML et OL) devraient être couverts d'une couche de sol imperméable en surface.

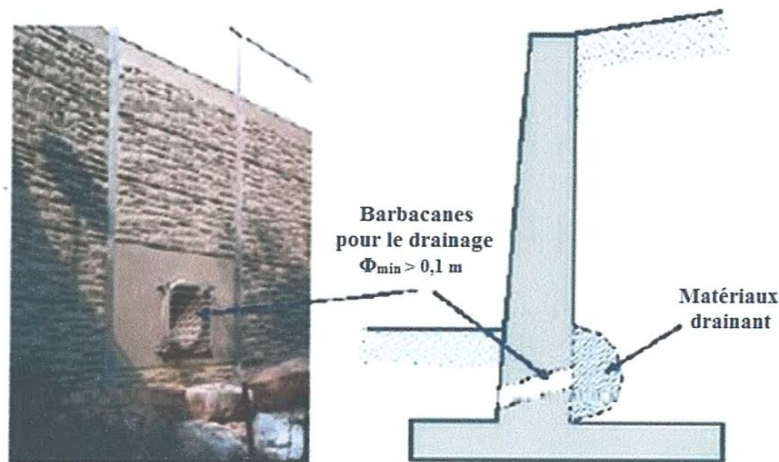


Figure 1 précaution-drainage

Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur que le gonflement dû au gel ne puisse pas induire des pressions supplémentaires. De plus la base doit être placée à 1 m au moins sous la surface du sol devant le mur, et en dessous de la zone affectée par le gel, par les changements des volumes saisonniers ou par les risques d'affouillement.

Il ne faut pas tenir compte de la résistance passive dans la zone du gel. Selon le système de classification unifiée des sols, les sols classifiés GW, GP, SW et SP constituent d'excellents matériaux de remblai et on considère les pressions théoriques comme valables pour les calculs.

Les sols portant les symboles SC, SM, GC et GM constituent des matériaux de remblai convenables s'ils sont maintenus secs. Ils sont sensibles à l'action du gel s'ils sont humides. S'ils sont bien drainés, on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.

Les sols dont les symboles sont CL, MH, ML et OL sont souvent très susceptibles au gel.

Par conséquent, on ne peut utiliser les valeurs de poussée pour les calculs. Même pour les murs qui peuvent se déplacer, car il en résulterait probablement un mouvement du mur excessif et continu. Il faut utiliser un coefficient de poussée de 1.

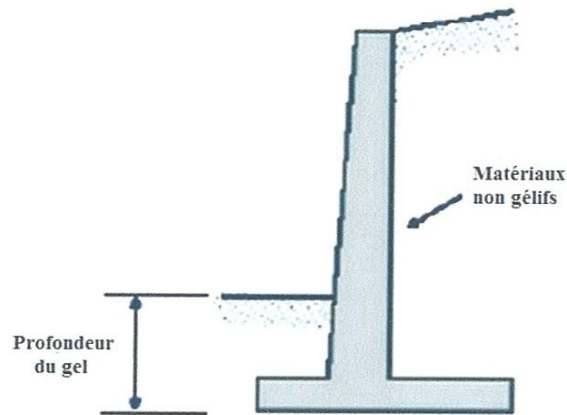


Figure 2 précaution- gel

1-2 précautions-compactage

Dans le cas des remblais pulvérulents, la réduction des pressions aux valeurs de la poussée se produira pour une rotation du mur, Y/H de seulement quelques dixièmes de un pourcent. Dans le cas des remblais cohérents, les mouvements nécessaires pour produire les valeurs de poussée peuvent être plus importants (figure 3).

Lorsqu'un mur rigide ne pas se déplacer, les pressions latérales dépendent en grande partie des procédés de compactage. En effet le compactage du emblai à l'intérieur d'un prisme confine derrière le mur tend à accroître les pressions horizontales (poussée).

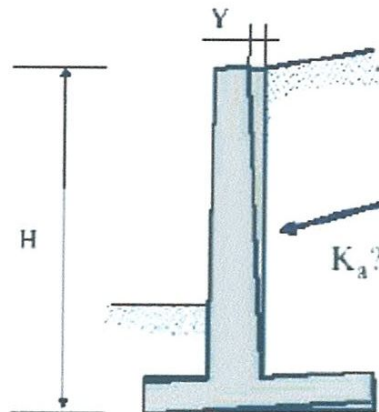


Figure 3 précautions de compactage

1-2-1 sols pulvérulents

Le compactage d'un sol pulvérulent derrière un mur rigide ne pouvant pas se déplacer peut engendrer. Selon le degré de compactage, des pressions horizontales du double ou plus, de la valeur de pression des terres au repos (K_0 varie entre 0,4 et 0,8).

Pour un compactage faible à moyen derrière un mur rigide non encastré, le calcul peut se faire en se basant sur les valeurs de poussée (K_a).

1-2-2 sols cohérents

Les pressions résiduelles peuvent varier beaucoup. Lorsque le degré de compactage est faible à moyen, on peut supposer que les pressions correspondent aux pressions des terres au repos. Lorsque le degré de compactage est plus élevé (95% du Proctor standard), le mur devrait être conçu pour des pressions au repos s'il est capable de se déplacer (mur). Sinon le coefficient de poussée doit être évalué et il est de 1 ou plus.

2 PRESSION LATÉRALE DES TERRES

2-1 INTRODUCTION

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide- parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

2-2 Pression des terres au repos et relation pression latérale-déformation latérale

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique : la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation : Δ

$$\sigma_h = K \sigma_v \tag{II.1}$$

Où K est dit coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient K n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison que nous écrivons cette relation en termes de contraintes effectives :

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \tag{II.2}$$

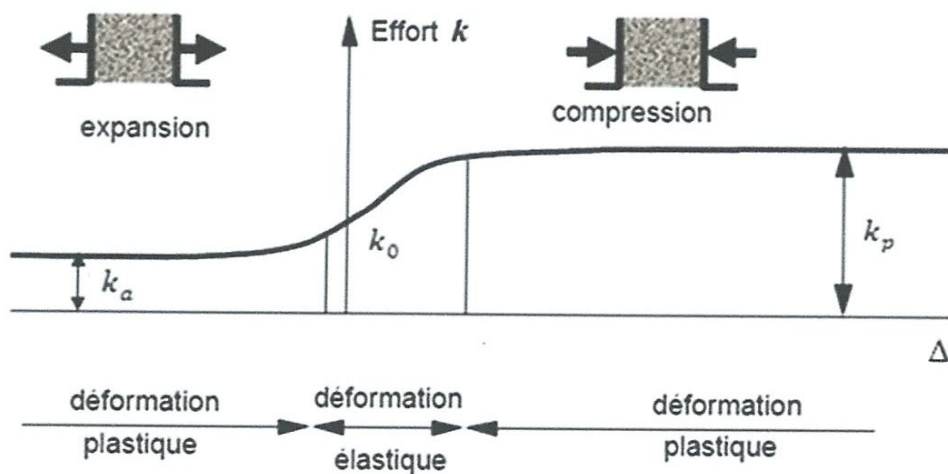


Figure 4 Variation de K en fonction de la déformation

K_0 est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. Lorsque le sol subit des déformations, on parle de coefficient de pression latérale tout court. La variation de ce coefficient en fonction des déformations latérales est montrée ci-dessus (figure 4). On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grande (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0.25 et 1 % respectivement).

Le coefficient K_0 peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autre part, on peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, Jaky propose, pour les sables, la relation :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{II.3})$$

Mayne et Kulhawy proposent l'expression suivante pour les sols surconsolidés en phase d'expansion seulement :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi')(r_{sc})^{\sin \varphi'} \quad (\text{II.4})$$

On r_{sc} est le taux de surconsolidation. Dans la littérature on trouvera des études sur la corrélation entre K_0 et divers autres paramètres tels que l'indice de plasticité, le degré de surconsolidation... etc.

2-3 Essais sur la poussée des terres

a) Etat actif

Soit un massif de sol semi infini avec une surface horizontale et écran vertical lisse. Le sol est supposé homogène et isotrope. Dans ces conditions, les contraintes σ_z et σ_x sont des contraintes principales (figure 5). Supposons que l'on effectue un déplacement de l'écran loin du massif. Ce déplacement est équivalent à une expansion du sol, ce qui induit une diminution de σ_x (cette diminution est fonction des déformations latérales dues au déplacement). Si le déplacement de l'écran est assez suffisant, σ_x atteint une valeur

minimale correspondant à un état d'équilibre plastique dans lequel le cercle de Mohr touche l'enveloppe de rupture. Puisque σ_x diminue, elle représente donc la contrainte principale mineure σ_3 . La contrainte verticale σ_z sera la contrainte principale majeure σ_1 . La contrainte σ_3 est dite pression active.

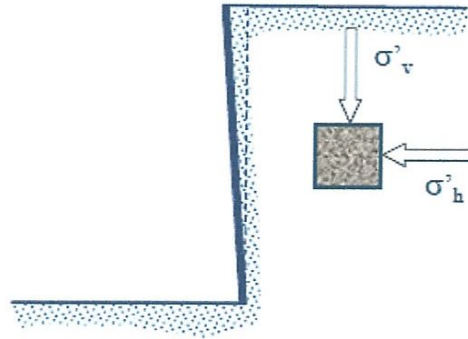


Figure 5 Etat actif

a) Etat passif

Supposons que l'on déplace l'écran vers le massif de sol (figure 6). La contrainte σ_x croît jusqu'à ce qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. Dans ces conditions, σ_x devient la contrainte principale majeure et σ_z sera la contrainte principale mineure σ_3 . σ_v Maximum est atteint lorsque le cercle de Mohr devient tangent à l'enveloppe de rupture. La contrainte horizontale est dite pression passive.

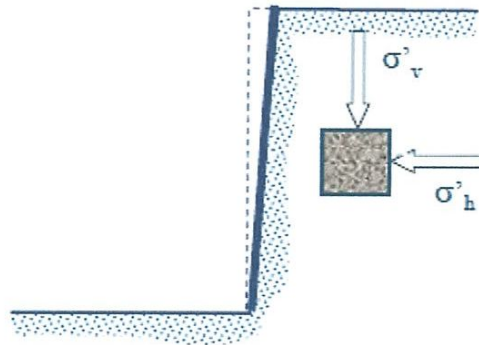


Figure 6 Etat passif

4- Calcul pratique de la poussée et de la butée**4-1 Théorie de Rankine (1857)****4-1-1 Introduction**

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture (figure 7). Les plans de rupture sont inclinés de :

$$\theta = \pm (45^\circ + \varphi/2) \quad (\text{II.5})$$

Par rapport au plan principal majeur. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux

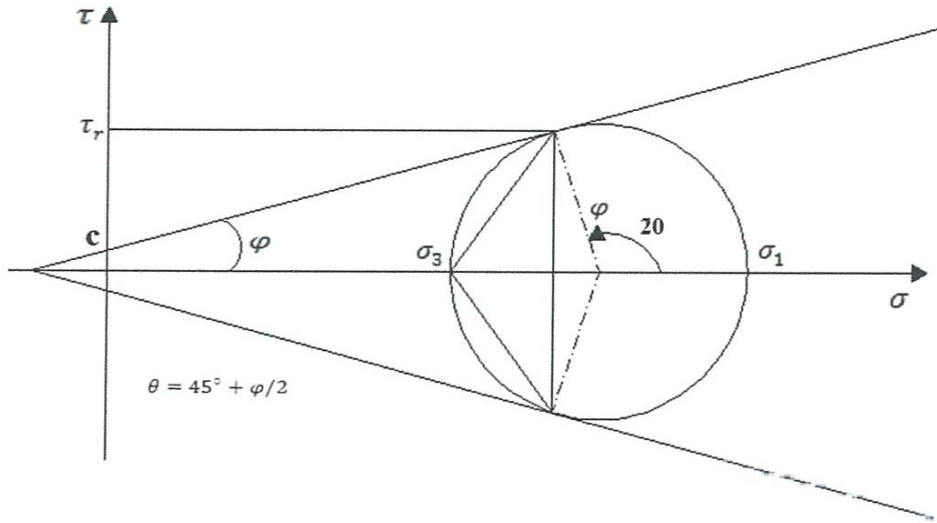


Figure 7 Cercle de Mohr à l'équilibre limite.

a) Etat actif

La contrainte σ_3 dite pression active est calculée comme suit : $c \theta = 45^\circ + \varphi/2$ $\sigma_3 \sigma_1 \sigma \tau \tau_r$

D'après le cercle de Mohr précédent, il vient :

$$\sin \varphi = \frac{r}{c \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi)} \quad (\text{II.6})$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi \quad (\text{II.7})$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \quad (\text{II.8})$$

Posons :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.9})$$

Dit coefficient de la pression active.

Et puisque σ_1 est due au poids des terres à la profondeur z

$$\sigma_1 = \gamma z \quad (\text{II.10})$$

Il vient alors :

$$\sigma_3 = P_a = K_a \gamma z - 2c (K_a)^{1/2} \quad (\text{II.11})$$

Pour un sol submerge, on utilise $k_a (\varphi')$ et la cohésion effective c' au lieu de la cohésion totale c . les lignes de glissement font un angle

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \tag{II.12}$$

Avec l'horizontale. La distribution de p_a le long de la profondeur est comme schématisé ci-dessous (figure 8) le diagramme de la zone $[0 - z_0]$ est souvent négligé dans le calcul. La résultante de la pression active par mètre linéaire de largeur est :

$$F_a = \int_{z_0}^H P_a(z) dz = \frac{1}{2} K_a \gamma (H - z_0)^2 \tag{II.13}$$

Elle agit au deux tiers de $(h-z_0)$ au-dessous de la profondeur z_0 .

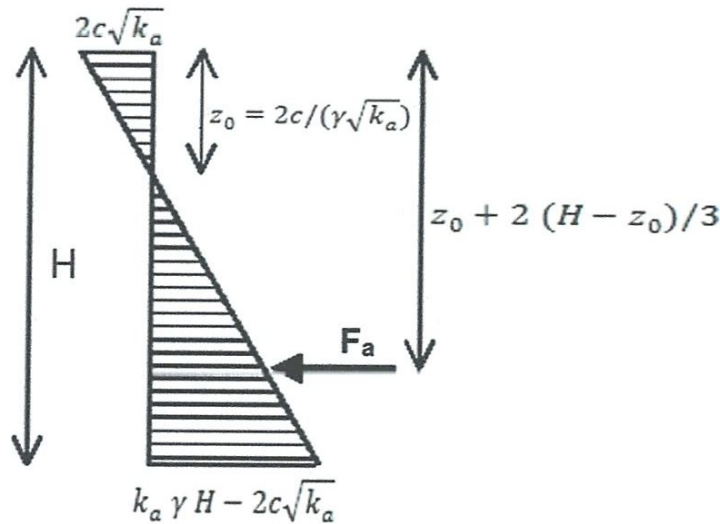


Figure 8 Diagramme de pression actif.

b) Etat passif

La contrainte horizontale dite pression passive sera calculée d'après l'expression II.7 par :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \tag{II.14}$$

Posons :

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \tag{II.15}$$

Dit coefficient de la pression passive. Et on écrit (I.14) sous la forme

$$\sigma_1 = p_p = K_p \gamma z + 2c(K_p)^{1/2} \tag{II.16}$$

Dans laquelle on utilise k (φ') et la cohésion effective c' pour le sol submergé. Les lignes de glissement font un angle

$$\theta = 45^\circ + \varphi'/2 \tag{II.17}$$

Avec le vertical. La distribution de la pression passive le long de la profondeur est comme montrer ci-dessous (figure 9). La résultante par mètre de larguer est

$$\left. \begin{aligned} F_p &= F'_p + F''_p \\ F'_p &= \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \\ F''_p &= 2c \sqrt{K_p} H \end{aligned} \right\} \tag{II.18}$$

F' agit à la profondeur $2H/3$, F'' agit à la profondeur $H/2$.

Dans laquelle on utilise k (φ') et la cohésion effective c' pour le sol submergé. Les lignes de glissement font un angle.

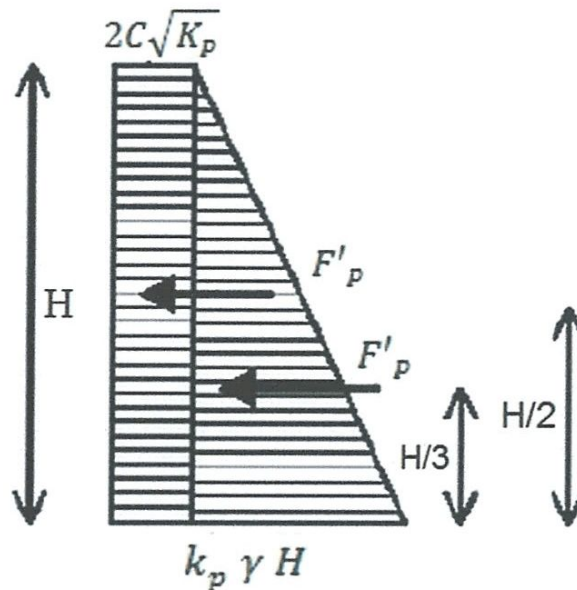


Figure 9 Diagramme de pression passive.

c) Poussé e due à une surcharge uniforme

On suppose que le massif est non pesant (figure 10). La contrainte σ_z augmente de q quelque soit la profondeur z . alors, la pression latérale augmente de :

- $K_a q$ Dans le cas actif
- $K_p q$ Dans le cas passif

Quel que soit la profondeur. La distribution correspondante est comme montré ci-dessous (figure 11).

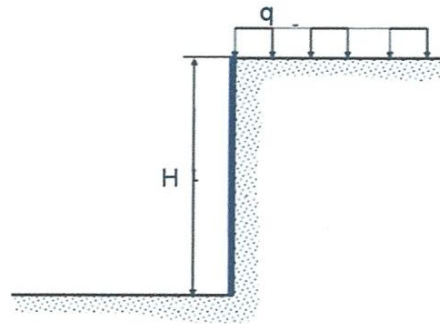


Figure 10 Massif chargé uniformément

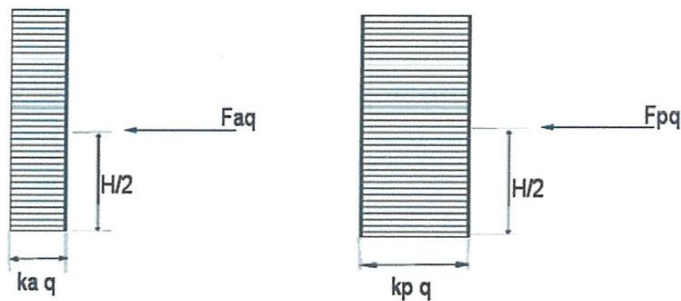


Figure 11 poussée du une surcharge uniforme.

Remarque

- La théorie de Rankine ne tient pas compte de la rugosité de l'écran qui est supposé lisse.
- En présence d'eau, il faut compte de la poussée hydraulique de l'eau.

d) cas de massif à surface libre inclinée avec un angle β

On admet que les poussées actives et passives agissent parallèlement à la surface libre (figure 11). La contrainte à la facette latérale est

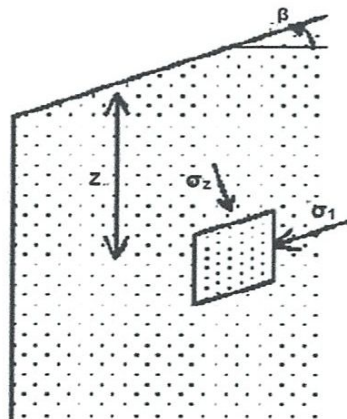


Figure 12 Massif à surface libre inclinée.

$$\sigma_z = \sigma_v \beta = \gamma z \cos \beta \quad (\text{II } 19)$$

Le coefficient de poussée active est donné par :

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (\text{II } 20)$$

Pour un sol purement cohérent ($c = 0$). La pression active sera

$$P_a = K_a \sigma_z = K_a \gamma z \cos \beta \quad (\text{II } 21)$$

Et agit parallèlement à la surface libre inclinée. De même, le coefficient de poussée passive est

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (\text{II } 22)$$

Et la poussée passive s'écrit :

$$P_p = K_p \sigma_z = K_p \gamma z \cos \beta \quad (\text{II } 23)$$

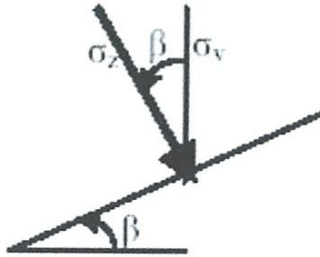


Figure 13 Etat de contrainte.

Elle agit parallèlement à la surface libre du massif incliné. Lorsque la cohésion est non nulle, on peut faire recours au procédé graphique basé sur le cercle de Mohr pour calculer les poussées active et passive.

Remarque

Lorsque $\beta = \varphi$ le raisonnement précédent aboutit à des résultats incompatibles avec la réalité.

4-2 Théorie de Coulomb (1776)

4-2-1 Introduction

La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (figure 14). Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhésion écran-sol c_w peut-être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des droites de glissement. Dans le cas de la poussée active, la courbure est faible ce qui fait que de l'erreur de que l'approximation est minimale. Ceci est aussi vrai dans le cas de la poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$. Lorsque $\delta > \varphi/3$. L'erreur devient plus grande. Lorsque

$\delta = 0$, le sol est horizontal et l'écran est vertical les théories de Rankine et de coulomb coïncident.

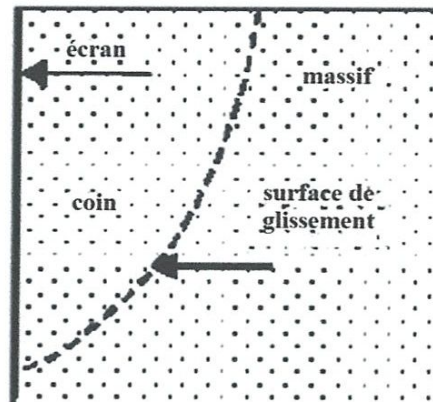


Figure 14 Coin de coulomb.

a) Etat actif

Sol pulvérulent ($c=0$)

Soit le coin de sol caractérisé par (figure 15)

- Une surface extérieure inclinée de β par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle α avec l'horizontale.
- Le plan de glissement BC l'angle θ avec l'horizontale.
- La rugosité du mur est l'angle de frottement mur-sol notée δ .

Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

W : poids propre du massif de sol.

P : résultant de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement.

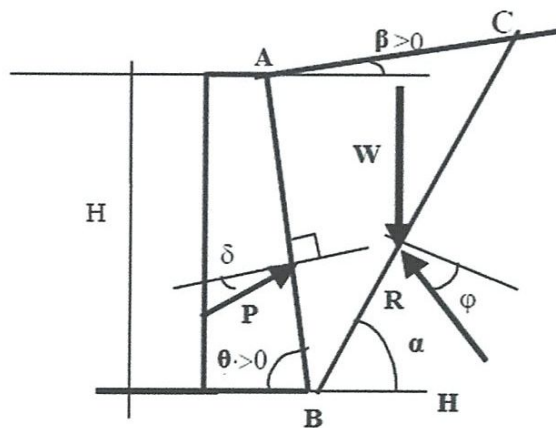


Figure 15 Théorie de Coulomb. Etat actif.

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure 16), d'où on montre que :

- L'angle $(W, P) = \pi - \alpha - \delta$
- L'angle $(W, R) = \theta - \varphi$

Ce qui permet de calculer la poussée P . la poussée active P_a est la valeur maximum de $P(W, \theta)$.

Elle correspond donc à (car $W = W(\theta)$)

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \tag{II 24}$$

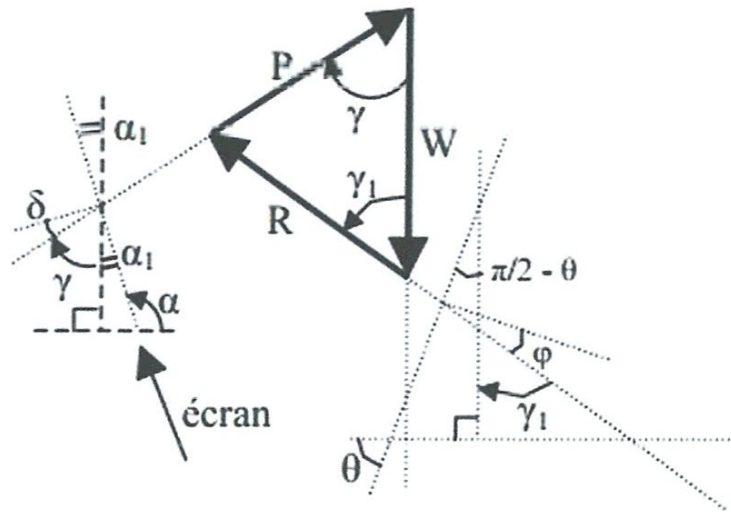


Figure 16 Diagramme de l'équilibre des forces.

$$\gamma_1 = \pi - \left[\left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) + \left(\frac{\pi}{2} + \varphi \right) \right] = \theta - \varphi$$

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{2} - [\pi - \alpha] = \alpha - \frac{\pi}{2}$$

$$\gamma = \frac{\pi}{2} - (\delta + \alpha_1) = \pi - \alpha - \delta$$

Ceci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois P et ne garder pour P_a que la valeur maximale. Tout calcul fait ont abouti à

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{II 25}$$

Avec :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right] \quad (\text{II } 26)$$

Dans la théorie de coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K_a pour différentes valeurs de φ et δ , et des valeurs particulières de α et β .

b) sol cohérent

b1) Cas général

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w (figure 17). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0 . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w . Les forces agissantes sont :

W : le poids propre du coin de sol

P : la résultante de la réaction du mur sur le sol.

C_w : Résultante due à l'adhérence mur-sol : $C_w = c_w \cdot EB$

R : la réaction sur le plan de glissement.

C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement : $C = c \cdot BC$

Les directions d'action de ces forces sont tous connues, on construit comme précédemment le diagramme des forces. La poussée active correspond à la satisfaction de (figure 10).

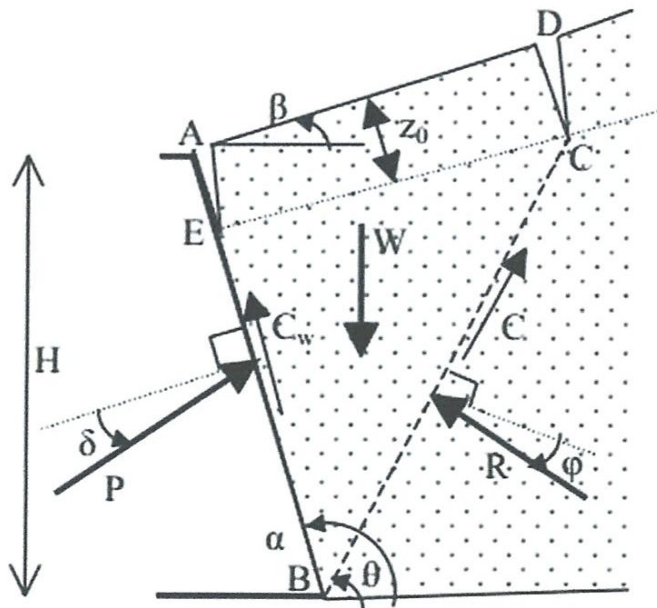


Figure 17 Théorie de Coulomb. Etat actif. Sol cohérent.

b2) cas d'un mur vertical et un sol horizontal

Dans le cas général d'un sol (c, φ) , la pression latérale à la profondeur z est donnée par :

$$p_a = K_a \gamma z - K_a \cdot c \tag{II 27}$$

Avec K_a donnée par (II.18) et

$$K_{ac} = 2 \cdot \sqrt{K_a \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \tag{II 28}$$

La cohésion est remplacée par c' pour un drainage complet c_u dans le cas non drainé.

La profondeur des fissures z_0 correspond $p_a = 0$, d'où

$$z_0 = \frac{2c \sqrt{1 + c_w/c}}{\gamma \sqrt{k_a}} \leq H/2 \tag{II 29}$$

c) Etat passif

On suivra le même raisonnement précédent tout en tenant compte des remarques suivantes (figure 18) :

P fait un angle δ au-dessus de la normale à l'écran.

R fait un angle φ au-dessus de la normale au plan de glissement.

On montre que

L'angle entre W et P est : $\pi - \alpha - \delta$

L'angle entre W et R est : $\theta + \varphi$

La résultante des pressions passives est le minimum de $P(\theta)$ (eq 24). Elle est donnée par :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{II 30}$$

Ou :

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \alpha\delta) - \frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right] \tag{II 31}$$

Pour des valeurs particulières de α et β , il existe des tableaux donnant K_p pour différentes valeurs de φ et δ .

Dans le cas général d'un sol (c, φ) , la pression latérale passive à la profondeur z est donnée par l'expression

$$P_a = K_p \gamma z - K_{pc} c \tag{II 32}$$

Ou K_p est donnée par (II 23) et :

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \tag{II 33}$$

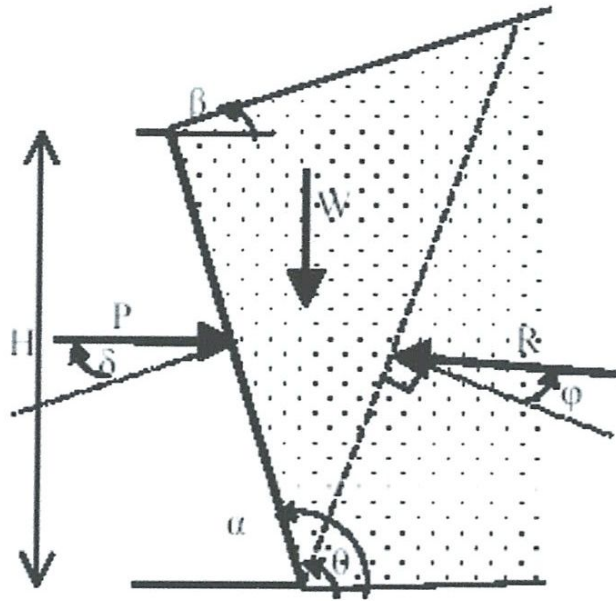


Figure 18 Théorie de Coulomb. Etat passif

4-3 Théorie de boussinesq (tables de caquot et kérésel)

Rappelons que les théories précédentes introduisent une approximation sur la forme de la surface de glissement qui est prise plane. Dans l'état passif, cette simplification surestime la résistance du sol notamment pour les grandes valeurs de frottement interne.

Dans ce cas recommande l'utilisation des tables de caquot et Kérésel basées sur la théorie de Boussinesq. Les auteurs admettent des surfaces de glissement en forme de spirale logarithmique et la pression latérale active ou passive par intégration des équations différentielles de l'équilibre. Les résultats sont présentés sous forme de tables numérique.

3 Réification de la stabilité des murs de soutènement

3-1 pré dimensionnement des murs de soutènement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs long et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

On donnera sur figure 19 et figure 20 les proportions les plus usuelles d'un mur de soutènement gravitaire et en béton armé. Ces indications peuvent servir pour dégrossir un avant-projet.

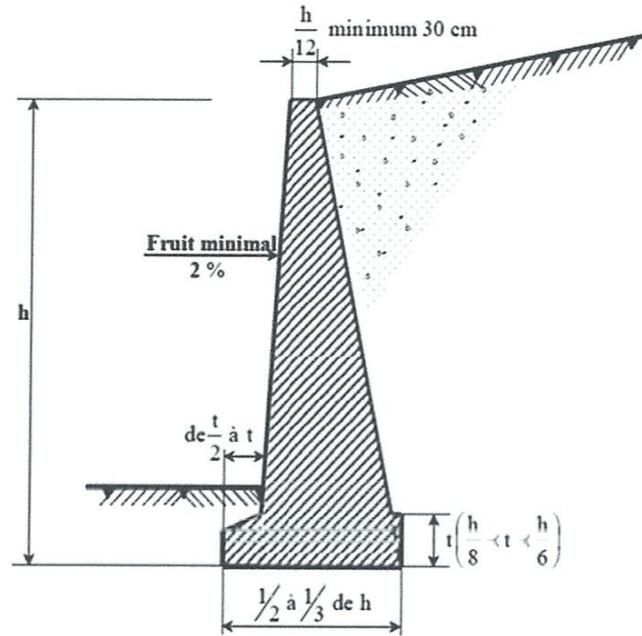


Figure 19 Dimensions usuelles d'un mur-poids.

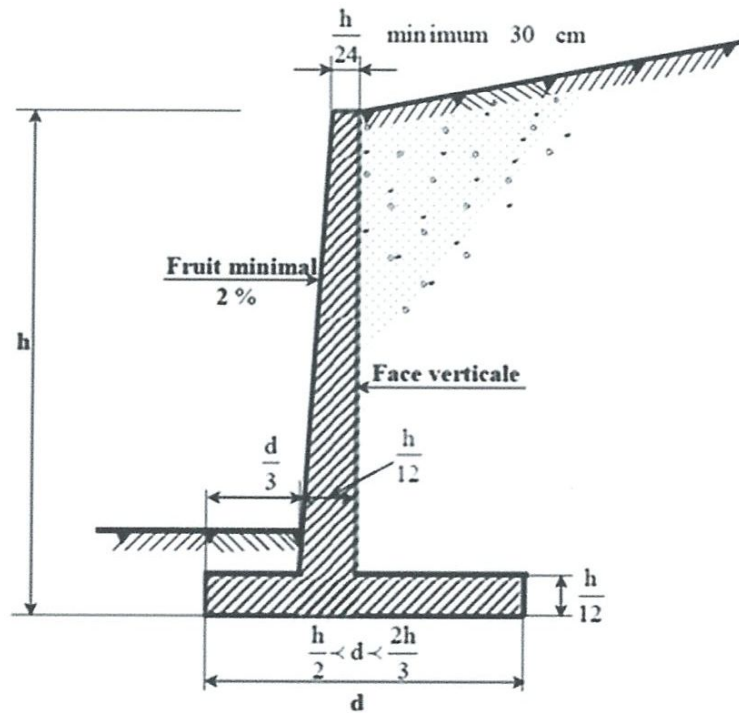


Figure 20 Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.

Remarque

Il est prudent de majorer de 15% la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire la vérification de a stabilité externe.

3-2 Stabilité des murs de soutènement

La stabilité d'un mur de soutènement est considérée sous les aspects suivant :

- Stabilité au renversement.
- Stabilité au glissement.
- Résistance au poinçonnement.
- Stabilité interne du mur.

3-3 Stabilité externe/interne

Pour dimensionner un ouvrage il va être nécessaire de vérifier :

- sa stabilité par rapport aux actions externes, en particulier par rapport à la poussée des terrains.
- sa stabilité interne. Il faut vérifier que les contraintes internes au mur vérifient bien les normes de construction du béton ou du béton armé. En principe si le béton n'est pas armé, il ne doit pas travailler en traction. D'après Costet et Sanglerat (cf. [1]), on accepte parfois des contraintes de traction allant jusqu'à 50 k Pa et la section la plus critique est généralement celle qui sépare le fut du mur de sa fondation.

3-4 Stabilité des murs-poids

Comme on l'a indiqué plus haut, cinq forces agissent sur le mur :

- Le poids du mur w ,
- La sous-pression S dont le calcul ne présente pas de particularité (tout au moins si l'eau est en équilibre),
- La butée P_p qui l'on néglige en générale,
- La poussée des terres P_a dont on vient d'exposer les principes du calcul,
- Enfin la réaction R du sol de fondation (figure 21)

Si le mur est en équilibre, l'ensemble de ces forces forme un système équivalent à zéro, cette condition permet de calculer la réaction R . bien entendu, cette réaction doit être dirigée de bas en haut et son point de passage dans le plans de fondation doit tomber à l'intérieur de la maçonnerie, dans le cas contraire on ne saurait en effet trouver une distribution des contraintes dans le massif sous la fondation qui soit compatible avec cette réaction calculée R .

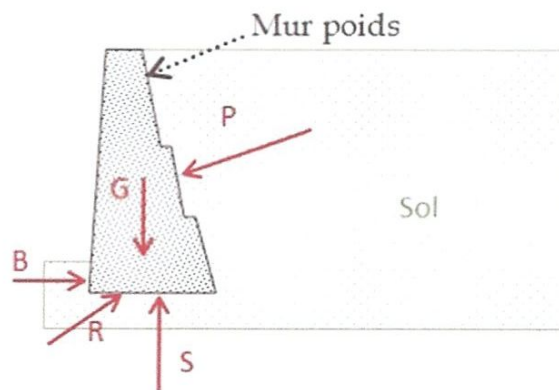


Figure 21 Modélisation l'effort dans mur poids

P : poussée des terres
 B : butée
 R : réaction du terrain
 S : éventuelles sous-pression

Il faut alors vérifier la stabilité du mur à l'égard du renversement, à l'égard du glissement et s'assurer de la résistance du terrain de fondation. Il faut vérifier enfin que les efforts dans le fut du mur ne dépassent pas les valeurs permises.

3-4-1 Rotation ou renversement du mur

Pour vérifier la stabilité du mur au droit de l'arête extérieure de la fondation et l'on compare les moments par rapport à cet axe :

- D'une part des « forces stabilisantes » (verticales) :
- D'autre part des « force renversantes » (horizontales).

$$F_r = \frac{\sum M_{/0}^S}{\sum M_{/0}^R}$$

F_r admissible $\geq 1,5$.

Le rapport de ces moments est le coefficient de stabilité au renversement qui ne doit pas descendre en dessous de 1,5. Cette méthode simple, parfaitement logique en apparence, soulève toutefois des critiques justifiées concernant la localisation de l'axe de rotation et la discrimination entre les forces stabilisantes et les forces renversantes, critiques qui laissent planer un doute sur la signification du résultat obtenu.

La pratique montre d'ailleurs qu'il est inutile de vérifier cette stabilité au renversement si la résultante R du poids du mur et de la poussée des terres se trouve dans le tiers central de la base de la fondation. On précisera plus loin cette nouvelle condition.

3-4-2 Glissement du mur

Le déplacement du mur par glissement sur le plan de sa fondation est la deuxième éventualité à envisager (figure 22).

Il faut comparer :

- La composante T de la résultante R dans le plan de fondation (en général la composante horizontale),
- La résistance que le terrain de fondation est capable d'opposer au glissement, à savoir $a \cdot B + N \cdot \tan \delta$;

B : est la largeur de la fondation,

N : la composante de R normale au plan de cette fondation, a et δ les caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain de fondation et de mur

Le coefficient de sécurité au glissement est alors égal à :

$$F_g = \frac{aB + N \tan \delta}{T}$$

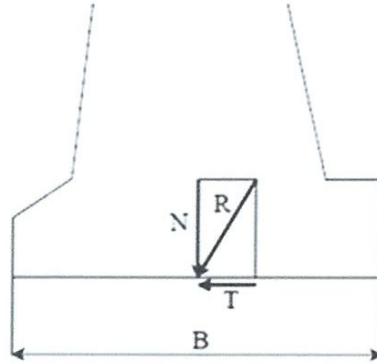


Figure 22 Sécurité au glissement

Ce coefficient doit être au moins égal à 1,5 si l'on néglige, comme on l'a indiqué plus haut, l'action des terres à la gauche du mur. Si l'on tient compte de la butée, il faut être plus sévère et exiger un coefficient au moins égal à 2.

Certains auteurs admettent que les caractéristiques d'adhérence et de frottement à prendre en compte est simplement la cohésion et l'angle de frottement interne du terrain de fondation. Ils justifient cette attitude en faisant remarquer que lors de la rupture d'un mur par glissement. On constate fréquemment que la partie inférieure de la fondation entraîne avec elle une couche de terre et que par conséquent la rupture se produit au sein du massif et non dans le plan même de la base de la fondation.

D'ailleurs, pour un mur de soutènement de proportions normales reposant sur un bon terrain de fondation, c'est le rupteur par glissement qui est déterminante. Il peut ne plus en être ainsi pour un mur de forme inhabituelle (avec par exemple, une fondation non horizontale) ou bien si le terrain de fondation gagne peu de résistance au cisaillement avec la profondeur. Pour vérifier la sécurité à l'égard d'une rupture superficielle, on utilise la même méthode que pour l'étude de la stabilité des talus

On admet que la rupture se produit le long d'une ligne de glissement circulaire de centre *O* et de rayon *OB* (figure 23) passant par l'arête inférieure *B* du mur. On étudie l'équilibre de la masse de terre comprise entre la fondation du mur, la surface libre à gauche du mur et la ligne de glissement présumée *BC*.

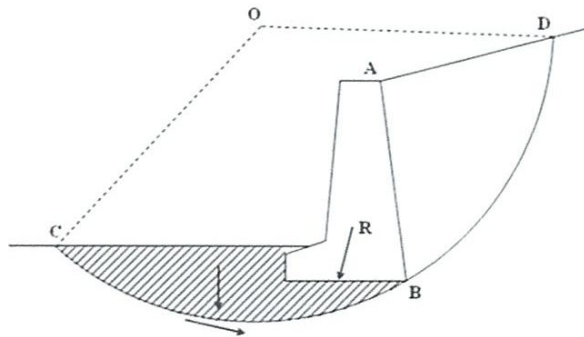


Figure 23 Rupture superficielle.

On indiquera ici simplement que l'étude de cet équilibre permet de calculer moyennant certaines hypothèses, le coefficient de sécurité F correspondant à l'arc de cercle choisi.

Un arc BC donne donc une valeur de coefficient de sécurité. Il faut en principe chercher l'arc qui conduit à la plus petite valeur de ce coefficient. En pratique, il n'est pas nécessaire de faire cette recherche et un seul essai suffit, car on put constater que si le centre O se déplace dans une assez large zone autour de la position critique, le coefficient de sécurité correspondant ne varie pas de façon appréciable. On exige en général un coefficient de sécurité minimal de 2 à l'égard des ruptures superficielles.

On a prétendu que ce procédé manquait de logique, car la rupture se développe sur tout l'arc CBD (figure 23). Si le coefficient de sécurité est bien voisin de 2 le long de l'arc BC , il n'en va pas de même le long de l'arc BD ou il doit être voisin de 1 puisque l'on admet que l'action du manoir sur le parement AB est égale à la poussée des terres sans qu'il soit question de coefficient de sécurité. On a proposé par la suite d'apprécier la sécurité en utilisant tout l'arc CBD . La question peut être discutée, mais la méthode développée plus haut correspond actuellement à un usage très général.

3-4-3 Glissement profond

Si le terrain de fondation comporte en profondeur une couche importante de faible résistance, il peut arriver qu'une rupture profonde se produise (figure 24) puisque l'augmentation du poids de la masse de terres intéressée par le glissement n'est pas équilibrée par une augmentation corrective de la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement.

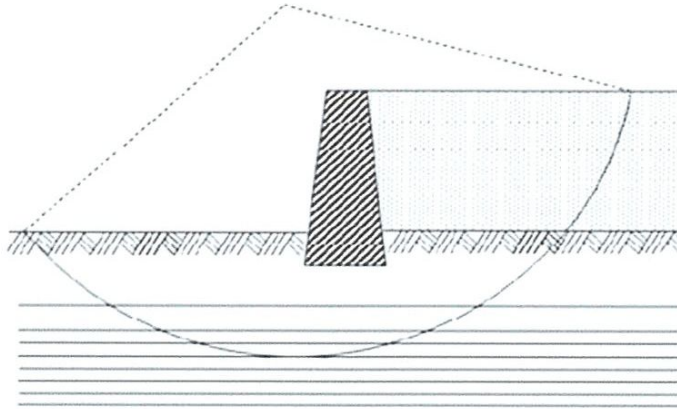


Figure 24 Rupture profonde.

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ou à un arc de cercle prolongé par une droite (figure 25).

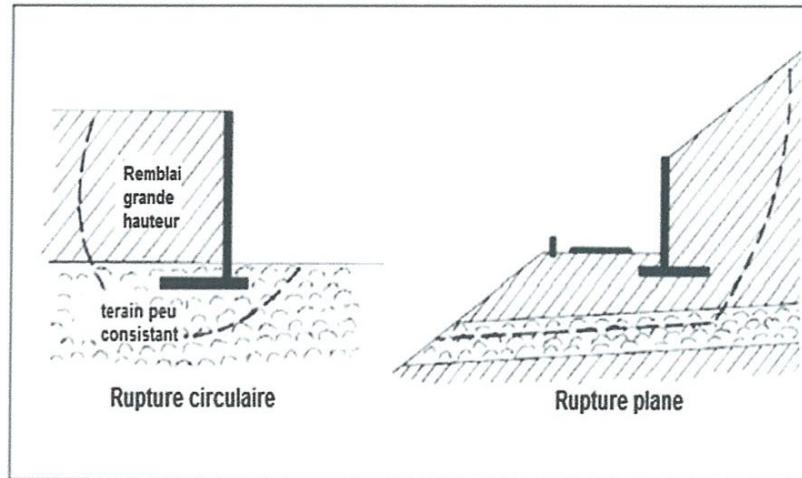


Figure 25 Ligne de glissement.

Le lecteur intéressé par la vérification de cet équilibre général pourra se reporter aux ouvrages spécialisés. En bref, la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5.

3-4-4 Résistance du sol de fondation

Après le renversement et le glissement, on étudiera la résistance du sol de fondation sous les efforts verticaux.

On utilise souvent une méthode de calcul qui fait appel à la notion de la pression admissible. Le calcul est le suivant : on admet la distribution des contraintes normales sous la fondation d'un mur de soutènement est linéaire, et l'on détermine cette distribution pour que sa résultante soit égale à la composante normale N de la réaction R . La figure 26 indique les deux cas de figure possible, suivant que N tombe dans le tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie a priori indépendamment des dimensions de la fondation, de l'inclinaison et de l'excentricité des charges.

On peut craindre des mouvements du mur si le tassement de l'arête intérieure est très différent du tassement de l'arête extérieure. Pour éviter ces tassements différentiels, il est de bonne pratique de fixer une limite à l'excentrement de N .

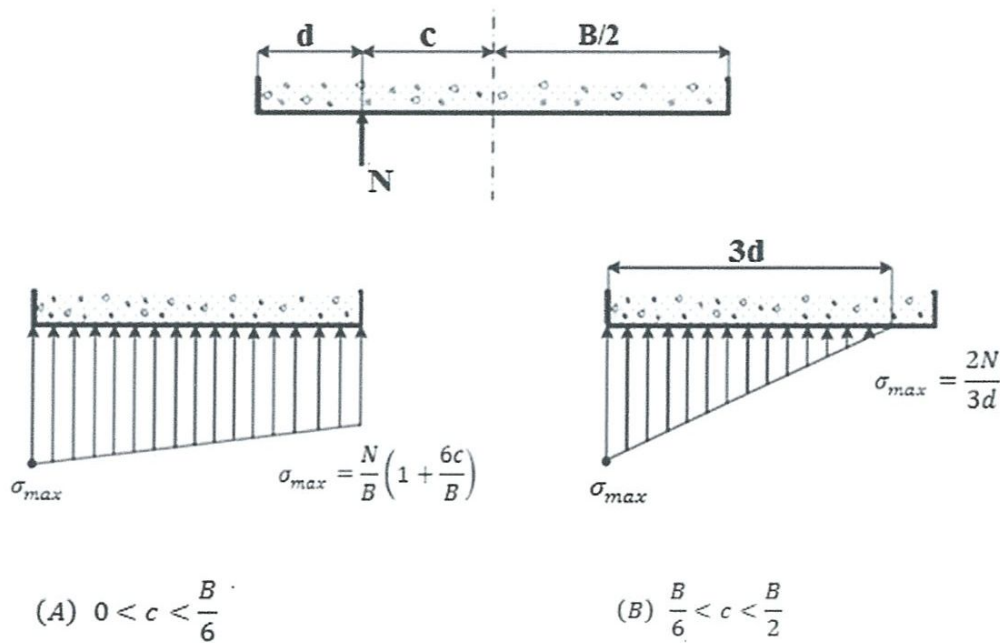


Figure 26 Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

Si le mur repose sur un terrain de fondation normal, on demande que N soit situé dans le tiers central.

Si le mur est fondé sur du rocher, on est peu moins sévère $e \leq \frac{B}{4}$

Par contre, si le terrain de fondation est très compressible, il faut que la composante N tombe au voisinage immédiat du milieu de la base, c'est-à-dire que son excentrement soit négligeable. En effet, la pression augmente rapidement avec l'excentrement, or si la charge est excentrée, par suite de la forte compressibilité du terrain, l'arête extérieure la plus chargée tasse plus que l'arête intérieure et le mur bascule, ce qui augmente l'excentrement ; le phénomène se poursuit de lui-même, éventuellement jusqu'à la rupture complète.

3-4-5 Stabilité interne du mur

On vient de vérifier la stabilité d'ensemble du mur, il reste à s'assurer que les contraintes dans la maçonnerie restent inférieures aux contraintes admissibles. C'est un problème simple de résistance des matériaux.

3-5 Stabilités des murs en béton armé

3-5-1 Principe du calcul des murs en béton armé

La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires. Les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai (figure 27). Cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle stabilisateur est évident. La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissant notables. La forme du parement intérieur de ces murs diffère par trop de la ligne droite pour que l'on puisse utiliser telles quelles les méthodes développées précédemment pour le calcul de la

poussée des terres. Il faut d'ailleurs bien voir que la partie du massif comprise entre le voile et la semelle ne peut pas passer à l'état élastique.

Considérons un mur en T en béton armé défini par le schéma ci-dessous (figure 27) retenant un sol d'angle de frottement interne φ limité par un talus infini, incliné de β sur l'horizontale.

Un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces

De glissement passant par l'arête du talon.

Pour simplifier, on peut admettre que ces surfaces de glissement sont des plans dont les traces sur le plan de la figure sont les deux droites Δ et Δ' .

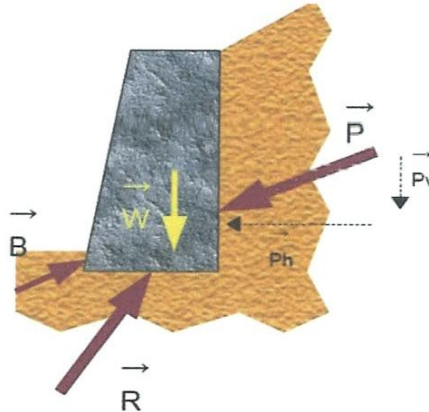


Figure 27 Efforts qui s'appliquent sur un ouvrage de soutènement en béton armé.

La théorie du cercle de Mohr montre que la droite Δ est inclinée sur l'horizontale d'un angle θ égal à :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \left(\frac{i-\beta}{2}\right) \quad \text{avec} \quad \sin i = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$$

Deux cas sont possibles :

- 1) la droite Δ coupe le talus au point C (figure 28). dans ce cas, on considère que le massif AO'BC est solidaire du mur.

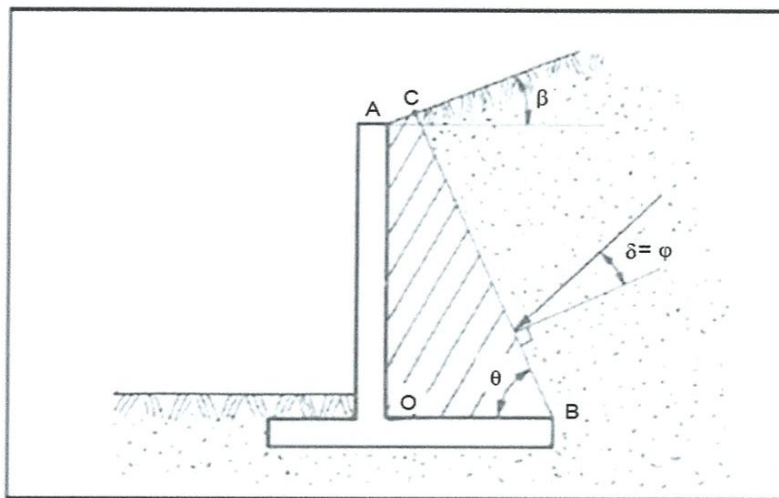


Figure 28 La ligne de glissement coupe le talus.

La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur l'écran fictif BC en prenant le coefficient de poussée donné par les tables de caquot-Kérisel.

L'angle d'inclinaison δ de la poussée par rapport à la normale à BC est égal à $\delta = \varphi$

- 2) la droite Δ coupe la face interne du voile (figure 29). dans ce cas, la méthode consiste à calculer, à partir des tables de caquot-Kérisel, la poussée :
- d'une part, sur le segment AC avec une inclinaison sur la normale au voile $\delta = 2/3\varphi$ ou φ selon l'état de rugosité du parement,
 - d'autre part, sur le segment CB avec un angle d'inclinaison sur la normale à ce plan égal à φ .

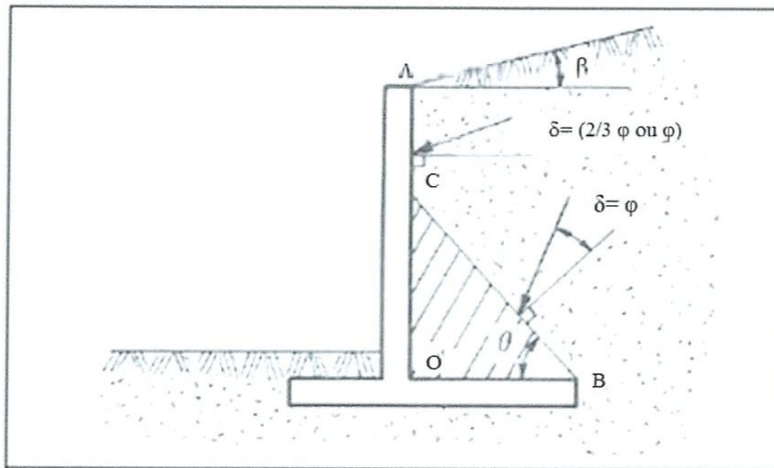


Figure 29 la ligne de glissement coupe la face interne du voile.

Dans les deux cas mentionnés ci-dessus, le calcul par les méthodes exposées est fastidieux. Aussi, est-il d'usage de simplifier ces schémas en considérant l'écran fictif vertical passant par l'arête du talon (figure 30). La masse de terre AO'BC comprise entre le parement du voile et ce plan agit uniquement par son poids.

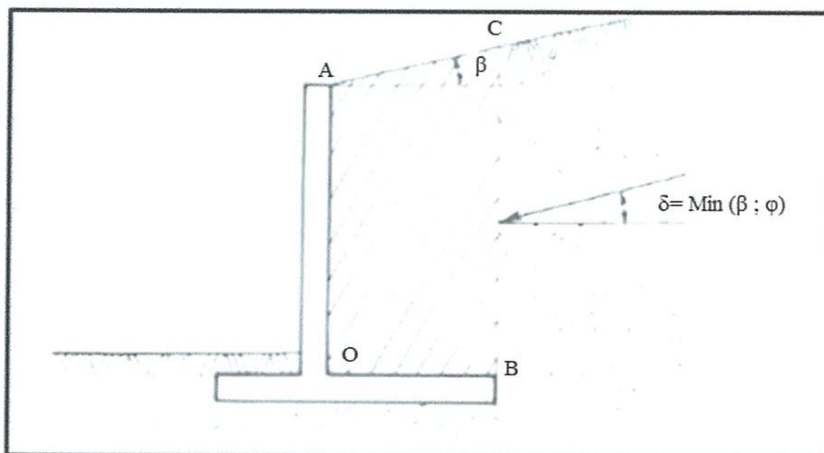


Figure 30 écran vertical fictif

Chapitre III Exemple de calcul

NOTE DE CALCUL

1. Données :

Poids volumique du remblai $\gamma_{remblai} = 1800 \text{ kg/m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,80 \text{ bars}$

Coefficient de frottement $f = 0,3 \text{ à } 0,5$

Surcharge sur le remblai = 500 kg/m^2

Béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Acier FeE400

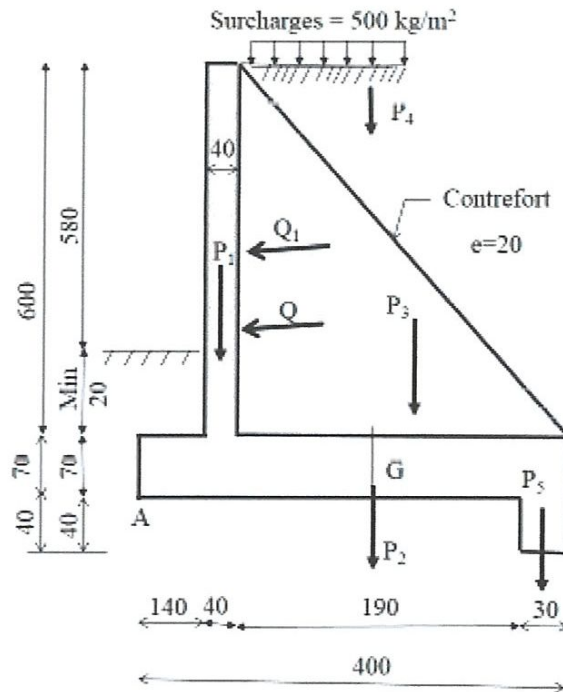


Figure 1 Forces agissantes sur le mur de soutènement

2. Vérification de la stabilité du mur

Soit :

Q : Poussée des terres sur le mur ;

Q_1 : Poussée due à la surcharge sur le mur ;

P_1 : poids du rideau ;

P_2 : poids de la semelle ;

P_3 : poids du remblai sur la semelle ;

P_4 : poids des surcharges ;

P_5 : poids de la bêche ;

P : Poids propre du mur (rideau + semelle + bêche) plus le poids du remblai sur la semelle ;

Pour assurer la stabilité du mur, il faut que :

$$1. F_r = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$$2. F_g = \frac{Q}{P} < f$$

$$3. \sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y < \sigma_{sol}$$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur ;

M_r : Moment déstabilisateur ou de renversement ;

σ : Contrainte sous la semelle du mur ;

M : Moment des forces par rapport au centre de gravité de la semelle du mur ;

N : La somme des efforts verticaux appliqués sur la semelle ;

I : L'inertie de la semelle ;

y : Distance entre le centre de gravité et les extrémités de la semelle.

3. Calcul des forces et des moments

3.1 Calcul des forces

1 calcul le coefficient K_a :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

2 calculs des charges horizontales

$$Q = 0,333 \cdot 1,8 \cdot \frac{6,7^2}{2} = 13,45 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$Q_1 = 0,270 \cdot 0,5 \cdot 6,7 = 1,11 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

3 Calcul des Charges verticales :

$$\text{Poids du rideau } P_1 = 0,4 \cdot 6 \cdot 2,5 = 6 \text{ tf}$$

$$\text{Poids de la semelle } P_2 = 4 \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 7,00 \text{ tf}$$

$$\text{Poids du remblai } P_3 = 6 \cdot 2,3 \cdot 1,8 = 24,84 \text{ tf}$$

$$\text{Poids des surcharges } P_4 = 0,5 \cdot 2,3 = 1,15 \text{ tf}$$

$$\text{Poids de la bêche } P_5 = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 0,30 \text{ tf}$$

$$\text{La somme des charges verticale } P = 3,00 + 7 + 24,84 + 1,15 + 0,30 = 39,98 \text{ tf}$$

3.2 Calcul des moments par rapport au point A

$$M_A^Q = 13,45 \cdot 2,70 = 36,31 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{Q1} = 1,11 \cdot 3,7 = 4,10 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{P1} = 6,00 \cdot 1,60 = 9,60 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{P2} = 7,00 \cdot 2,00 = 14 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{P3} = 24,84 \cdot 2,90 = 72,03 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{P4} = 1,15 \cdot 2,90 = 3,33 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{P5} = 0,30 \cdot 3,85 = 1,155$$

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{9,60 + 14 + 72,03 + 3,33 + 1,155}{1,35.36,31 + 1,5.4,10} = 1,78 > 1,50$$

La condition de renversement est vérifiée.

$$F_g = \frac{Q}{P} = \frac{1,35.13,45 + 1,5.1,11}{39,98} = 0,495 < f$$

La condition de poinçonnement est vérifiée.

3.3 Calcul des moments par rapport au point G de la semelle

$$M_G^Q = 13,31.2,70 = 36,31 \text{ tf.m}$$

$$M_G^{Q1} = 1,11.3,70 = 4,10 \text{ tf.m}$$

$$M_G^{P1} = 6,00.0,40 = 2,4 \text{ tf.m}$$

$$M_G^{P2} = 7.0 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_G^{P3} = 24,84.0,90 = 22,35 \text{ tf.m}$$

$$M_G^{P4} = 1,15.0,90 = 1,03 \text{ tf.m}$$

$$M_G^{P5} = 0,30.1,85 = 0,55 \text{ tf.m}$$

$$M_G = (36,31 + 4,10) + (2,4) - (22,35) - (1,03 + 0,55) = 18,88 \text{ tf.m}$$

$$e_P = \frac{M_G}{P} = \frac{18,88}{39,98} = 0,472 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4}{6} = 0,667 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{39,98}{4,1} \left(1 + \frac{6.0,472}{4}\right) = 17,07 \text{ tf.m} < 18 \text{ tf.m} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{39,98}{4,1} \left(1 - \frac{6.0,472}{4}\right) = 2,91 \text{ tf.m} > 0 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{39,98}{4,1} \left(1 + 3 \frac{0,4724}{4}\right) = 13,53 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} < 18 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$$

Conclusion

Il existe plusieurs types d'ouvrage de soutènement, pour assurer la sécurité de soutènement, il est important d'avoir une image précise des conditions du site. Chaque soutènement doit être conçu pour résister à la pression des sols et autres charges environnantes. L'analyse courante d'un mur gravitaire considère les forces de glissement, de soulèvement et de renversement. Sur les sites avec pentes ou surcharges, une vérification de la stabilité globale est aussi nécessaire.

Dans cette étude, à partir de désordres dont nous avons eu connaissance nous avons tenté de classer par origine technique les différentes pathologies affectant les murs de soutènement, exercice difficile parfois délicat, les causes étant souvent multiples, et la part de chacune parfois incertaine.

Toutefois, nous relierions au titre de causes les plus fréquentes : l'absence d'études, surtout pour les murs courants, l'eau, véritable ennemi n° 1 des murs de soutènement (d'où l'importance du drainage), des erreurs sur les données, lors de la conception tenant en particulier à l'absence ou à l'insuffisance de reconnaissance de sol (sol d'assise et/ou terrain retenu), des modifications survenues postérieurement à la construction de l'ouvrage.

Par ailleurs, ne jamais reconstruire un mur de soutènement sinistré voire effondré à l'identique sans avoir déterminé la (ou les) cause(s) des désordres.

Pour assurer la sécurité globale de soutènement il faut le coefficient de renversement $F_r \geq 1,5$ et le coefficient de glissement $F_g \leq f$ et la contrainte totale $\sigma < \sigma_{sol}$.

Références bibliographiques

- [1] Cours pratique de mécanique des sols (J.Costet – G Sanglerat. L/624.058)
- [2] Calcul des ouvrages en béton armé (M.Belazougui. L/624.010)
- [3] Ouvrage de soutènement. (Mareel et André. L/624.094)
- [4] Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83 (Pierre Charon. L/624.259)
- [5] les ouvrages de soutènement en mécanique des (Noureddine chelghoum. L/624.597)
- [6] Mémoire de magistère, effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement (M.Baziz Karime)
- http://www.google.dz/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CCgQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.ummo.dz%2FIMG%2Fpdf%2FTHESE_BAZIZ-KARIM.pdf&ei=o1hpU72BAcfB0QW03oC4DQ&usg=AFQjCNFfvsZvXqoia1k0sivYc6aydHPW7A&bvm=bv.66111022,d.ZWU
- [7] Cours de Mécanique des sols appliquée Murs de soutènement
- http://www.google.dz/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=5&cad=rja&uact=8&ved=0CEAQFjAE&url=http%3A%2F%2Fwww.share-pdf.com%2F9ffdf4f032974b0f836f6e027250557e%2Fvix.pdf&ei=RFZpU5jFJaOJ0AXu8ICYDA&usg=AFQjCNF_DfBelctvSe9yVt-7-sJ29PFKMw&bvm=bv.66111022,d.ZWU
- [8] Estimations des pressions actives sur les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismique
- http://www.google.dz/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&cad=rja&uact=8&ved=0CDAQFjAB&url=http%3A%2F%2Fwww.cotita.fr%2FIMG%2Fpdf%2FJT_seisme_2012_J2_5_Calcul_fondations_murs_V0.pdf&ei=2FdpU66fNvTB0gXerYGGAw&usg=AFQjCNEK_ou8oP1tCUcxZRailVRTaATVdA&bvm=bv.66111022,d.ZWU