

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ ABOU BEKR BELKAID TLEMCEM
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL
MÉMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option: VOIES ET OUVRAGES D'ART

CONCEPTION ET ETUDE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN BA SUR FONDATIONS PROFONDES

Devant le jury composé de:

Président	M. ABOU-BEKR N.
Examinatrice	Mme . AYAD F.
Encadrant	Mr. GHENNANI B.
Encadrant	Mme. BOURABAH M.

Présenté par: - DELHEM Ayyoub
- BELLA Mohamed Yacine

Année universitaire: 2018-2019

Remerciements

Louange à Allah le Miséricordieux, de nous avoir ouvert les yeux et orienté vers le savoir, infime qu'il soit par rapport à l'immensité de sa science, et de nous avoir armé de courage et de persévérance pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à adresser tous nos remerciements aux personnes qui nous ont aidé à la réalisation de notre travail.

Nous souhaitons en premier lieu adresser les plus sincères remerciements à nos encadrants, **GHENNANI.B** et **BOURABAH.M** dont les directives précieuses et pertinentes nous ont aidé à avancer et terminer ce travail dans la confiance et la reconnaissance.

Nous éprouvons également une profonde gratitude envers les ingénieurs hydrauliciens de wilaya de Naàma qui ont contribué, par leurs réflexions et leurs remarques à l'approfondissement de cette étude.

Nous remercions vivement **Mme. AYAD.F** qui nous ont fait l'honneur de juger et d'examiner notre recherche. Nous sommes également reconnaissants à **Mr. ABOU-BEKR.N** d'avoir aimablement accepté de présider le jury et d'évaluer notre travail.

Nos sincères remerciements aux personnels de différents archives et bibliothèques, qui nous ont toujours obligeamment accueilli et favorablement renseigné.

Nous devons évidemment un grand merci à nos familles: nos parents, sans leur soutien et leur encouragement, ce travail n'aurait pas vu le jour, nos grands-parents, qui ont toujours cru en nous et nous ont donné confiance, et enfin nos frères et nos sœurs, qui nous ont supporté en partageant avec dévouement les moments les plus difficiles de nos études.

L'avènement d'un travail de recherche est souvent tributaire de tant de personnes qu'il est difficile de les toutes mentionner. Nous adressons donc l'expression de notre gratitude, à tous ceux qui ont rendu possible l'achèvement de ce travail.

DELHEM Ayyoub

BELLA Mohamed Yacine

Dédicaces

A nos chers parents

A nos familles

A nos frères et sœurs

A nos collègues

DELHEM Ayyoub

BELLA Mohamed Yacine

Résumé

Dans le cadre de protection des berges de Oued Asla, wilaya de Naama, un mur de soutènements sur pieux est prévu.

Le but de ce mémoire sera donc de faire une étude ainsi qu'une conception complète de ce mur sur des fondations profondes qui nous permettra d'en savoir le plus possible sur les méthodes utiliser en commençant par le pré-dimensionnement jusqu'à la conception final tout en satisfaisant le plus de condition possible (économique ,technique ,environnemental).

Une modélisation du mur sera faite et analysé par le logiciel sap2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Mots clé:

Fondations profondes, mur de soutènement, pieux, modélisation.

ملخص

غالبًا ما تكون الهياكل مصحوبة بأعمال مساعدة تضمن حسن سير العمل في إطار حماية ضفاف وادي أصللة ،
ومن المخطط إقامة جدار للاحتفاظ على أكوام.

سيكون الغرض من هذه الأطروحة هو إجراء دراسة وتصميم كامل لهذا الجدار على أسس عميقة تتيح لنا معرفة أكبر قدر
ممکن عن طرق الاستخدام بدءًا من مرحلة ما قبل البعد وحتى التصميم النهائي مع إرضاء أكثر الظروف الممكنة
(الاقتصادية والتقنية والبيئية)

سيتم إنشاء نموذج للجدار وتحليله بواسطة برنامج sap2000 الذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة.

الكلمات المفتاحية:

الأساس، الجدار الاستنادي، أكوام

Abstract

The structures are most often accompanied by ancillary works which ensure the proper functioning of the latter, in the framework of protection of the banks of Oued Asla, a wall of retaining on piles is planned.

The purpose of this thesis will be to make a study and a complete design of this wall on deep foundations which will allow us to know as much as possible about the methods to use starting from the pre-dimensioning up to the design final while satisfying the most possible condition (economic, technical, environmental)

A model of the wall will be made and analyzed by the software sap2000 which is based on the method of the finite elements

Key words:

Deep Foundation, retaining wall, piles.

Table des matières

Remerciements	I
Dédicaces	II
Résumé	III
ملخص	IV
Abstract	V
Table des illustrations	IX
Liste des figures	IX
Liste des tableaux	X

Introduction générale

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

Chapitre I: Généralités sur les murs de soutènements

1.	Introduction	4
2.	Différents types d'ouvrages de soutènement:	5
2.1	Murs gravitaires ou murs-poids:	5
2.2	Les murs en béton armé:	5
a.	Mur en T renversé classique:	6
b.	Murs en déblai:	6
c.	Diverses dispositions de bèches:	7
d.	Mur à contreforts:	8
e.	Le mur en terre armée:	8
3.	La poussée reprise par l'encastrement:	9
3.1	Les murs cantilevers:	9
3.2	La paroi moulée	10
4.	La poussée reprise par les ancrages:	11
4.1	Les murs ancrés	11
4.2	Les parois moulées ancrées:	11
4.3	Les rideaux de palplanches:	12
5.	Conclusion:	13

Chapitre II: Généralités sur les pieux

1.	Introduction	15
2.	Classification des pieux.....	15
3.	Pieux refoulant le sol à la mise en place	16

4.	Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	18
5.	Mode de travail d'un pieu.....	19
6.	Les actions sur les pieux.....	20
6.1	Actions permanentes	20
6.2	Actions dues à l'eau	20
6.3	Frottement négatif	21
6.4	Actions variables	22
6.5	Actions accidentelles	22
7.	Conclusion.....	22

Chapitre III: Presentation du site

1.	Introduction	24
2.	Présentation du projet	24
3.	Localisation du site de projet	24
4.	Situation géographique	25
5.	Données sismologiques	25
6.	Reconnaissance géotechnique.....	26
6.1	Organisation de la reconnaissance	26
6.2	Résultats des sondages carottés.....	26
7.	Interprétation des résultats de sondage:	27
7.1	Résultats de l'essai:.....	27
7.2	Essais de laboratoire.....	29
a.	Organisation et type des essais réalisés au laboratoire:.....	29
b.	Spécification et norme des essais au laboratoire:.....	29
c.	Interprétation des résultats:	30
8.	Caractéristiques des matériaux:	34
9.	Fondation des ouvrages	38
9.1	Type et ancrage des fondations	38
9.2	Contrainte admissible du sol recommandé.....	38
10.	Conclusion.....	38

Chapitre IV: Dimensionnement du mur de soutènement

1.	Introduction	40
2.	Objectif.....	40
3.	Le pré-dimensionnement:.....	40
4.	Principe de vérification	42
a.	Stabilité interne	42

b.	Stabilité au glissement.....	42
c.	Stabilité au renversement	42
d.	Vérification vis-à-vis du poinçonnement	43
5.	Calcul statique:	44
a.	Calcul manuel:.....	44
6.	Calcul du ferrailage:	50
7.	Calcul par le logiciel sap2000	53
a.	Introduction	53
b.	SAP2000.....	53
8.	Interprétation des résultats:	56
9.	Conclusion:	56

Chapitre V: Fondations

1.	Introduction	58
2.	Interprétation de l'étude géotechnique	58
3.	Mode de pieux.....	58
4.	Dimensions des pieux	58
5.	Ferrailage des semelles	59
6.	Calcul de la portance des pieux.....	62
7.	Conclusion.....	64
	Conclusion générale	66
	Bibliographie	67
	Annexes	68

Table des illustrations

Liste des figures

Figure 1: Les différents éléments d'un mur de soutènement	4
Figure 2: Les différents types des murs gravitaires ou murs poids [1]	5
Figure 3: Mur en (T renversé) [2]	6
Figure 4: Mur en déblai [2]	7
Figure 5: Diverses dispositions de bûches [2]	8
Figure 6: Mur de cantilever	10
Figure 7: mur ancré [3]	11
Figure 8: Paroi moulée ancrée.....	12
Figure 9: Rideaux de palplanches [3].....	12
Figure 10: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De [4]	15
Figure 11: Classification des pieux	16
Figure 12: Pieux battu moulé [5]	17
Figure 13: Profilés métalliques battus [5]	17
Figure 14: Différentes étapes pour la réalisation d'un pieux fourré	18
Figure 15: Mode de travail du pieu sous charge verticale [6].....	19
Figure 16: Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée [7]	21
Figure 17: Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée [7].....	21
Figure 18: Vue aérienne sur le site d'intervention	24
Figure 19: Les courbes granulométriques	31
Figure 20: Courbes de cisaillements sp02.....	32
Figure 21: Courbes de cisaillement sc01.....	32
Figure 22: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé	40
Figure 23: La figure montre le point O situé à gauche de mur	43
Figure 24: Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation	44
Figure 25: Le schéma de mur de 7,3 mètre de hauteur	45
Figure 26: Diagramme des contraintes	46
Figure 27: Représentation des forces	47
Figure 28: Présentation du diagramme des contraintes: σ_{h1} , σ_{h2} , σ_{h3}	48
Figure 29: Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4	48
Figure 30: Modèle après exécution	54
Figure 31: Schématisation d'une vue en plan des pieux.....	59

Liste des tableaux

Tableau 1: Résultats des sondages	28
Tableau 2: Caractéristiques mécaniques des sondages	31
Tableau 3: Les résultats des caractéristiques chimiques du rapport de sol	33
Tableau 4: Pré-dimensionnement du mur	41
Tableau 5: Récapitulatif des contraintes et des forces sur les murs	47
Tableau 6: Résultat de stabilité des murs	50
Tableau 7: Férallaige de la semelle et du voile	52

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les mur de soutènements ont souvent comme objectif la création d'une plateforme destinée à accueillir un carrefour d'aménagement qui régulariserait le trafic à destination des viaduc ou comme notre cas ici le mur est destinée a soutenir les terre et empêcher leur déploiement désorganisé. La spécificité de ces murs de soutènements réside non seulement dans leurs grandeurs, mais aussi dans le contexte particulier qui caractérise la nature du sol de la fondation du site. En effet, construire sur un sol de mauvaises caractéristiques mécaniques représente toujours des défis majeurs à relever, ce qui se répercute directement sur les dimensions, et par conséquent, sur le coût global du projet

La construction des murs de soutènements est une opération assez complexe pour l'ingénieur commençant par le choix de type de conception de l'ouvrage et s'adaptant avec les caractéristiques naturelles ainsi que les terre à soutenir, tout en répondant aux exigences du maitre d'ouvrage assurant la sécurité, la stabilité, qualité et cela avec un cout optimal.

Dans le domaine des ouvrages d'art, un mur de soutènement peut avoir différents types structurels, et des différents matériaux de construction et des forme variées.

Notre projet de fin d'études concerne l'étude d'un mur de soutènement en béton armée sur des fondations profondes. Le mémoire de notre projet de fin d'études se présente en 5 chapitres:

Le premier chapitre présente une vue générale sur les différents types de mur de soutènement ainsi que les matériaux utiliser pour leur construction.

Le deuxième chapitre est basé sur les généralités, les types et les différents modèles des pieux.

Le troisième chapitre est basé sur la présentation de l'ouvrage étudié ainsi que les différentes caractéristiques de ce dernier.

Le quatrième chapitre définie les différentes charges et surcharge subit par notre mur ,le pré-dimensionnement, le ferrailage, le calcul statique :manuel et sur logiciel (sap2000).

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude et le ferrailage des pieux passant par les vérifications nécessaires.

Et on termine notre mémoire avec une conclusion générale qui présente une synthèse de tout ce qui a été fait.

Chapitre I

GENERALITES SUR LES

MURS DE SOUTENEMENTS

1. Introduction

Le comportement de mur de soutènement face aux sollicitations a fait l'objet de plusieurs études. La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol. Les murs de soutènement peuvent être aussi projetés sur pieux selon le sol et l'environnement. Les pieux permettent d'avoir un ajout coté résistance aux sollicitations et ainsi une meilleure stabilité.

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (figure 1): un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

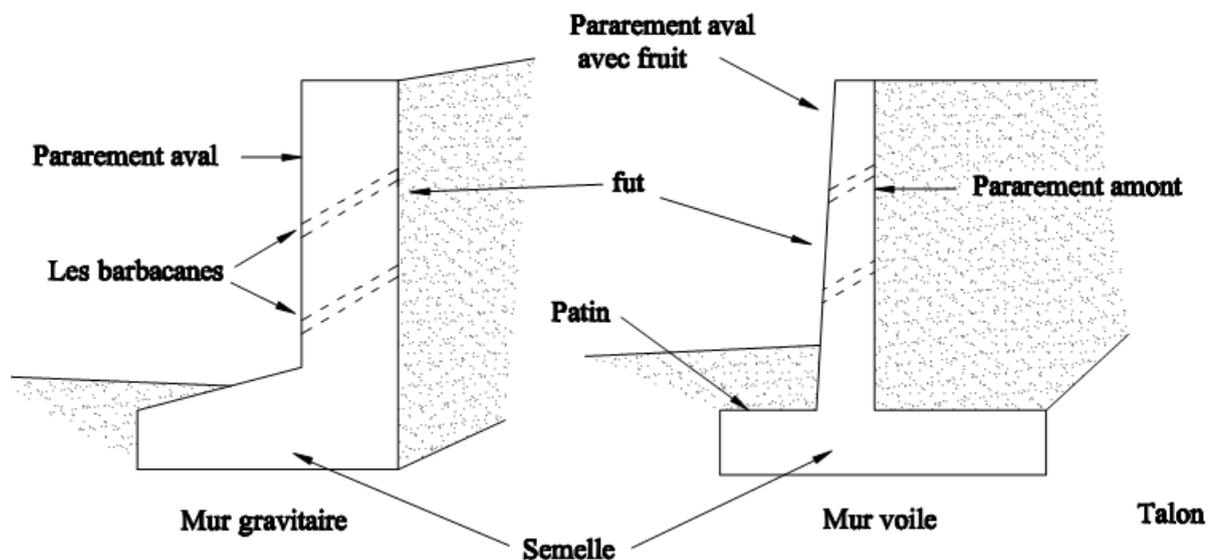


Figure 1: Les différents éléments d'un mur de soutènement

2. Différents types d'ouvrages de soutènement:

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories:

2.1 Murs gravitaires ou murs-poids:

Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques.

On classe les murs gravitaires ou mur poids en trois principales catégories:

- Mur à caissons
- Mur gravitaire en maçonnerie
- Mur gravitaire à redans

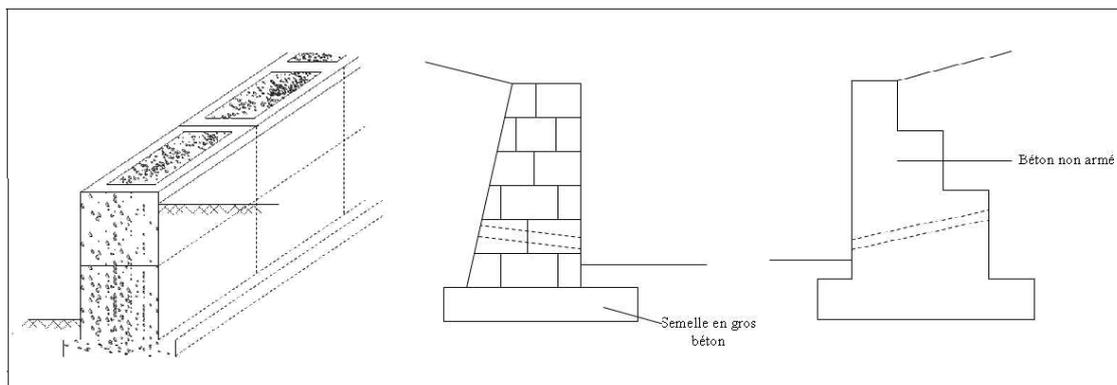


Figure 2: Les différents types des murs gravitaires ou murs poids [1]

2.2 Les murs en béton armé:

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré dans une semelle de fondation, en béton armé également. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. Quand les conditions de sol l'exigent, le mur sera projeté sur pieux.

Les murs en béton armé sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, même si l'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires. Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de fortes hauteurs, pour des raisons

économiques ou d'emprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondation s'y prêtent.

Les murs en béton se composent à leur tour de plusieurs types

a. Mur en T renversé classique:

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé (Figure. 3), dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

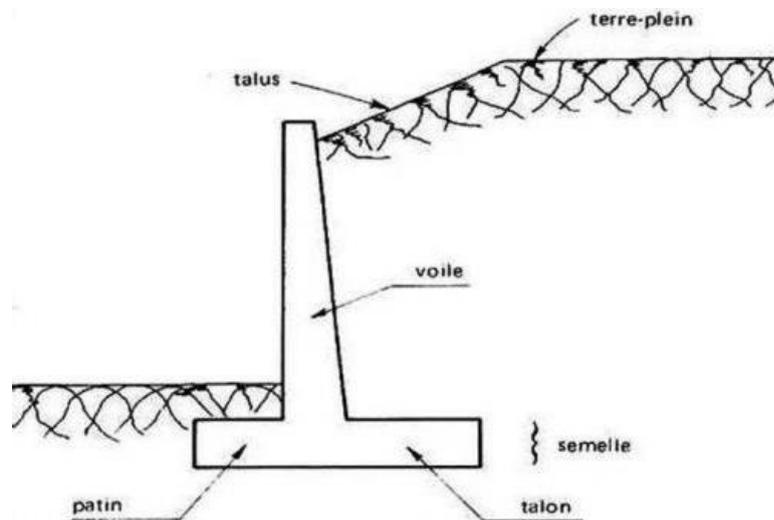


Figure 3: Mur en (T renversé) [2]

b. Murs en déblai:

Dans le cas de murs en déblai, c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus [1], les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin.

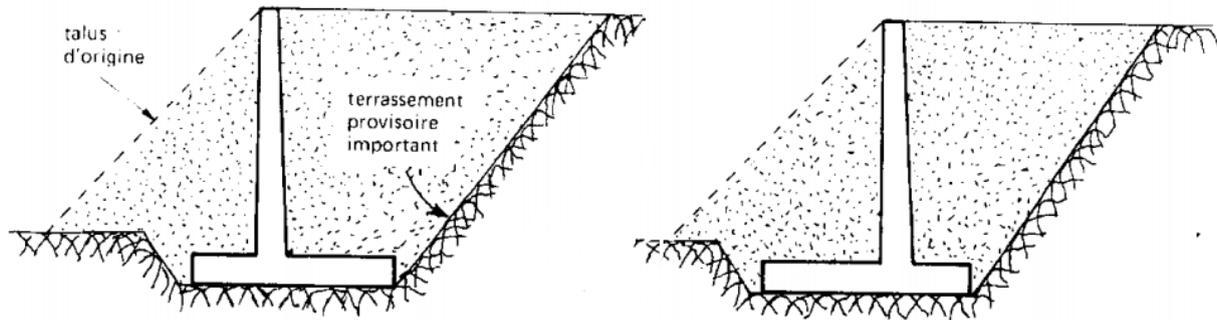


Figure 4: Mur en déblai [2]

- **Les avantages des mur poids (déblai et en T):**
 - Ouvrage soigner esthétiquement
 - Fort qualité de finition
- **Les inconvénients des mur poids:**
 - Nécessite un moyen de levage
 - Moyen de drainage a prévoir

c. Diverses dispositions de bêches:

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bêche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant (Fig. 5.A) ou à l'arrière de la semelle (Fig. 5.B), ou parfois encore en prolongement du voile (Fig. 5.C). Cette bêche, toujours coulée en pleine fouille sans coffrage.

Le premier cas (Fig.5.A) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, 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 bêche supprimée par des travaux de terrassement [2].

Le troisième cas (Fig. 5.C) est néanmoins 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 aciers en attente.

d. Mur 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 ayant pour but de réduire le moment

- **Les avantages et limitations des contreforts:**

- **Avantage:** amélioration de la résistance du mur et donc plus économique avec des épaisseurs moins importantes
- **Inconvénient:** n'améliore pas la stabilité globale du mur au renversement

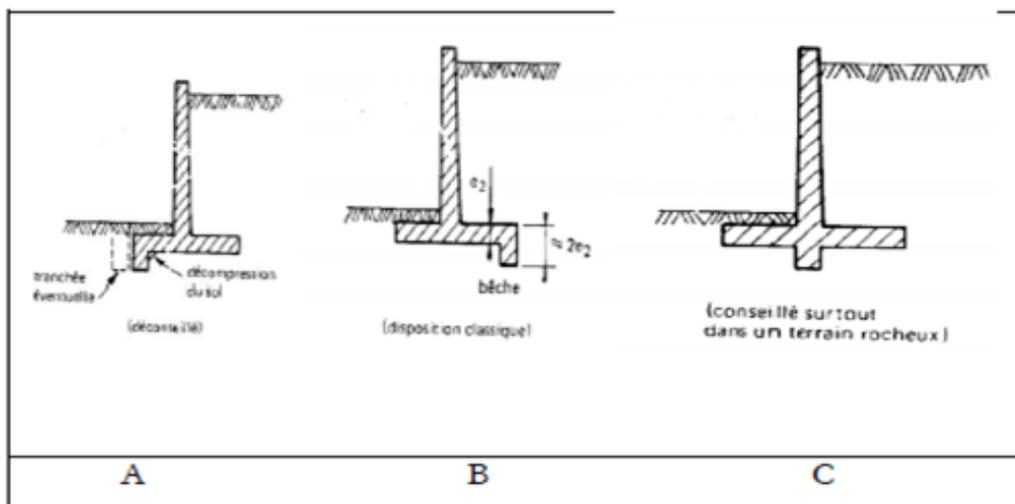


Figure 5: Diverses dispositions de baches [2]

e. Le mur en terre armée:

Un massif en terre armée est constitué de trois composants:

- Un remblai granulaire compacté en couche peu épaisses.
- Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures:
 - ✓ Les métalliques
 - ✓ Géo synthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières
- Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, il est généralement réalisé en élément de béton préfabriqué facile à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés destinés à être couverts de végétaux. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place.

Les avantages et limitations de la terre armée:

- Rapidité d'exécution
- Murs souples pouvant supporter sans dommage des tassements différentiels importants
- Construction ne nécessitant qu'un matériel très léger
- Coût compétitif la principale limitation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant

3. La poussée reprise par l'encastrement:

3.1 Les murs cantilevers:

Un mur cantilever est la structure la plus commune pour retenir le sol ou un autre type de matériel. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastrent sur une semelle de fondation en béton armé également et généralement horizontal.

La semelle peut être pourvue d'une bèche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement.

Ils sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile au quelle est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes).

Ses murs sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrage en remblai comme en déblai en site terrestre, hors d'eau. Ils sont souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6-8m.

Il nécessite en principe un terrain de fondation de qualité moyenne à bonne, susceptible de faible tassement, dans la mesure où le recours à des fondations profondes rend généralement la solution peu avantageuse.

- **Les avantages des murs cantilevers:**
 - Réalisation en déblai ou en remblai
 - Économique pour de grande hauteur jusqu'à 8m
- **Les limitations des murs cantilevers:**
 - Nécessité de terrain de qualité moyenne
 - Peu adapté pour des réalisations sur fondation profondes

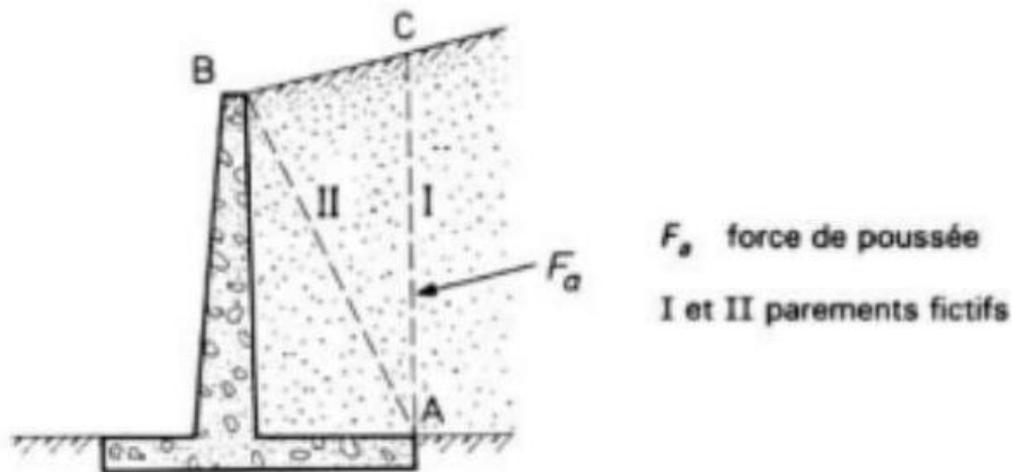


Figure 6: Mur de cantilever

3.2 La paroi moulée

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains, elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres.

Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation où les déformations liées aux interactions sol-structure doivent être soigneusement analysées, afin de s'assurer que les déplacements horizontaux et verticaux du sol ne risquent pas d'endommager les constructions existantes à proximité.

- **Les avantages:**
 - Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur.
 - Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive.
 - Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux.
- **Les Inconvénients:**
 - Nécessaire une plate-forme de travail horizontale.
 - Matériel lourd.
 - Raccordement des radiers.
 - Ne permet pas une étanchéité extérieure.

4. La poussée reprise par les ancrages:

4.1 Les murs ancrés

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

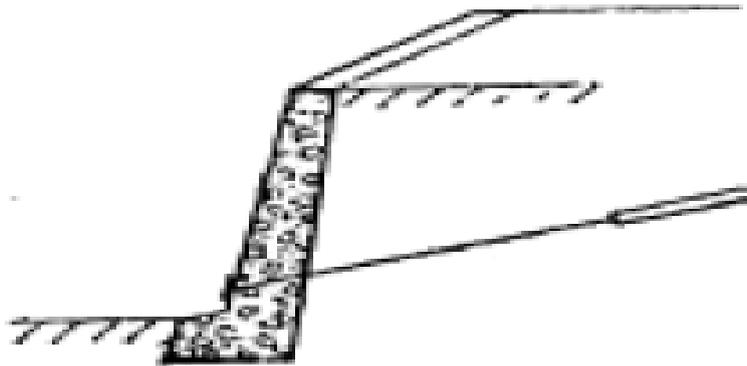


Figure 7: mur ancré [3]

4.2 Les parois moulées ancrées:

Dans le cas où les pressions exercées par le massif de terre à retenir ne peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche, si la hauteur hors fiche est importante on a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants.

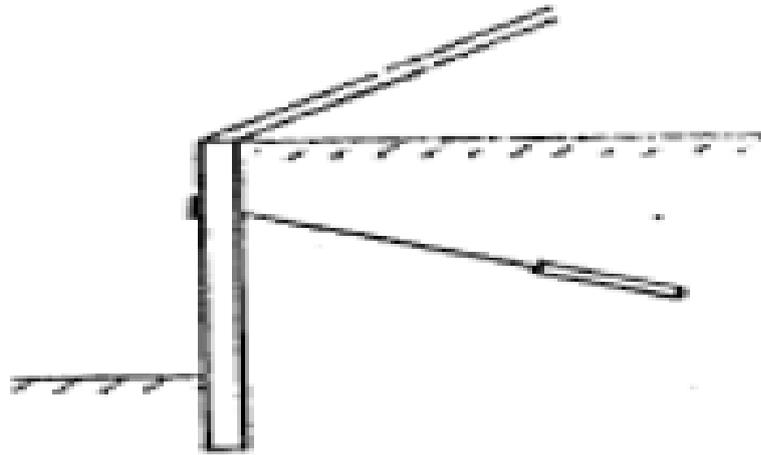


Figure 8: Paroi moulée ancrée

4.3 Les rideaux de palplanches:

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques, en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.



Figure 9: Rideaux de palplanches [3]

- **Les avantages:**
 - Pas de décompression des terrains.
 - Ecran semi-étanche.
- **Les Inconvénients:**
 - Nuisances pour les riverains (bruit-vibration).

- Limitation de battage: terrain dur vestiges d'ouvrage souterraine.
- En règle générale la palplanche non récupérable.

5. Conclusion:

Comme nous avons pu le voir dans ce chapitre il existe plusieurs types de mur de soutènement chacun donnant ses propres avantages et ses inconvénients.

Le rôle de l'ingénieur reste néanmoins très important car avec ses compétences acquises sur terrain ainsi que les théories endossées au cours de son parcours il est sollicité à trouver le type de murs qui conviennent selon sa situation actuelle.

Chapitre II

GÉNÉRALITÉS SUR

LES PIEUX

1. Introduction

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très important dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil. Quand le sous-sol immédiatement au-dessous d'une structure a une faible capacité pour supporter les charges transmises par la structure, alors on opte pour des pieux qui sont des fondations profondes.

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe et le fût. Ce dernier compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversé, par le pieu (Figure 10)

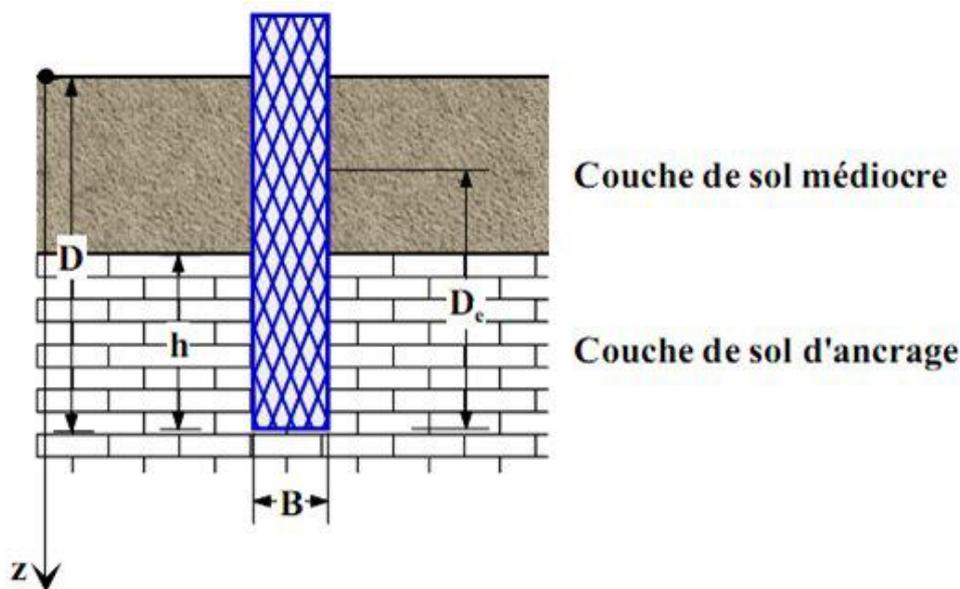


Figure 10: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e [4]

2. Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les bois, métal, béton. Soit suivant le mode d'introduction dans le sol:

Pieux battus: façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,

Pieux forés: exécutés tube métallique.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue:

- Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol
- Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol.

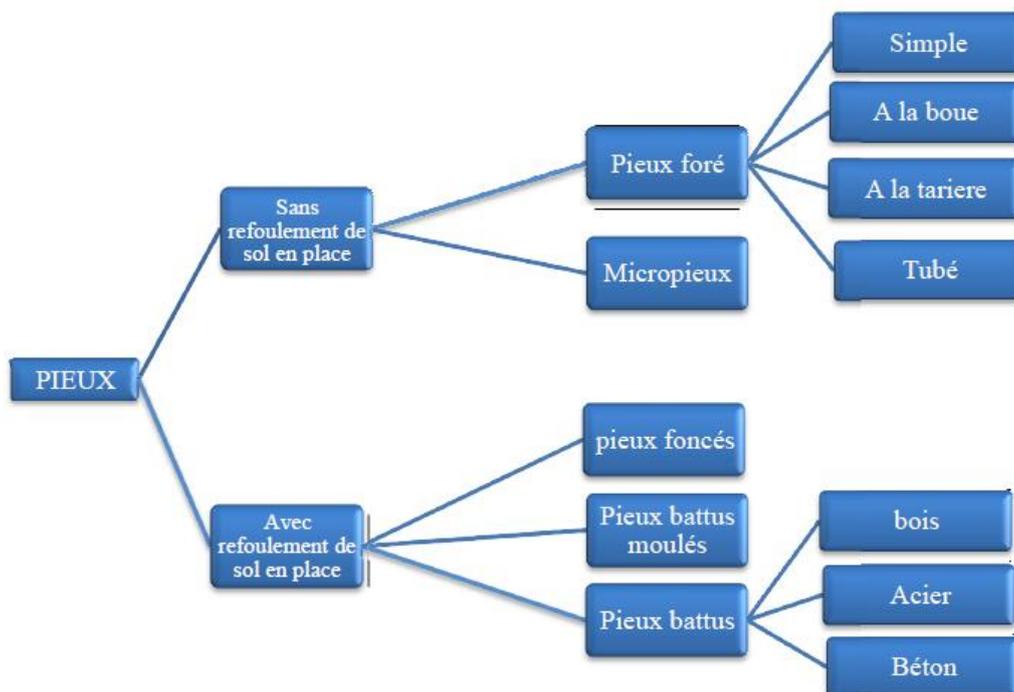


Figure 11: Classification des pieux

3. Pieux refoulant le sol à la mise en place

Les principaux types de pieux entrant dans ce groupe sont les suivants:

- Pieu battu préfabriqué:** ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.
- Pieu battu pilonné:** un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

- iii. **Pieu battu moulé:** Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés (figure 12).

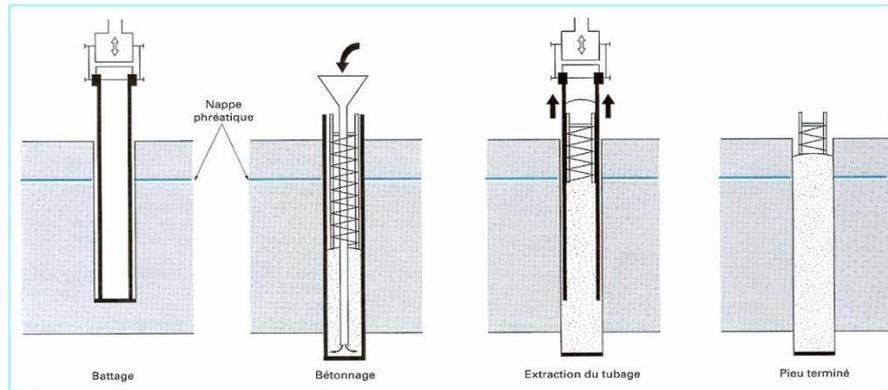


Figure 12: Pieux battu moulé [5]

- iv. **Pieu en métal battu:** ces pieux, entièrement métalliques fichés dans le sol par battage. Leurs sections (figure 13) sont :
- En forme de H
 - En forme d'anneau (tube).
 - De formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (pal pieux).

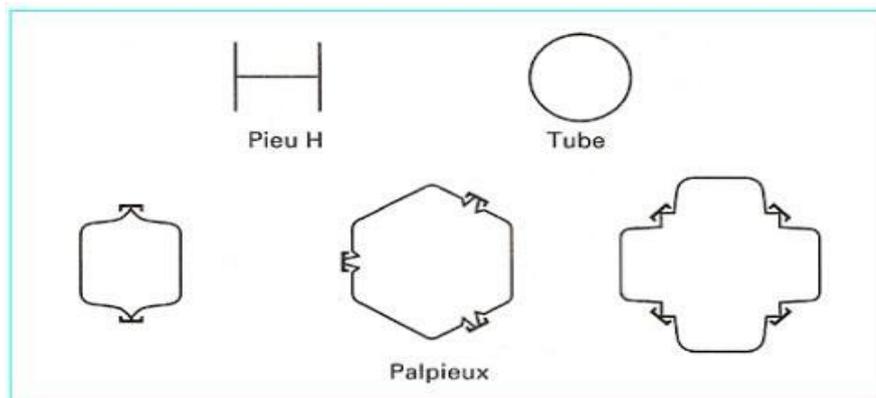


Figure 13: Profilés métalliques battus [5]

- v. **Pieu vissé moulé:** Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et munie d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton occupé en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

4. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

- i. **Pieu foré simple:** Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.
- ii. **Pieu foré à la boue:** Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage figure (14)

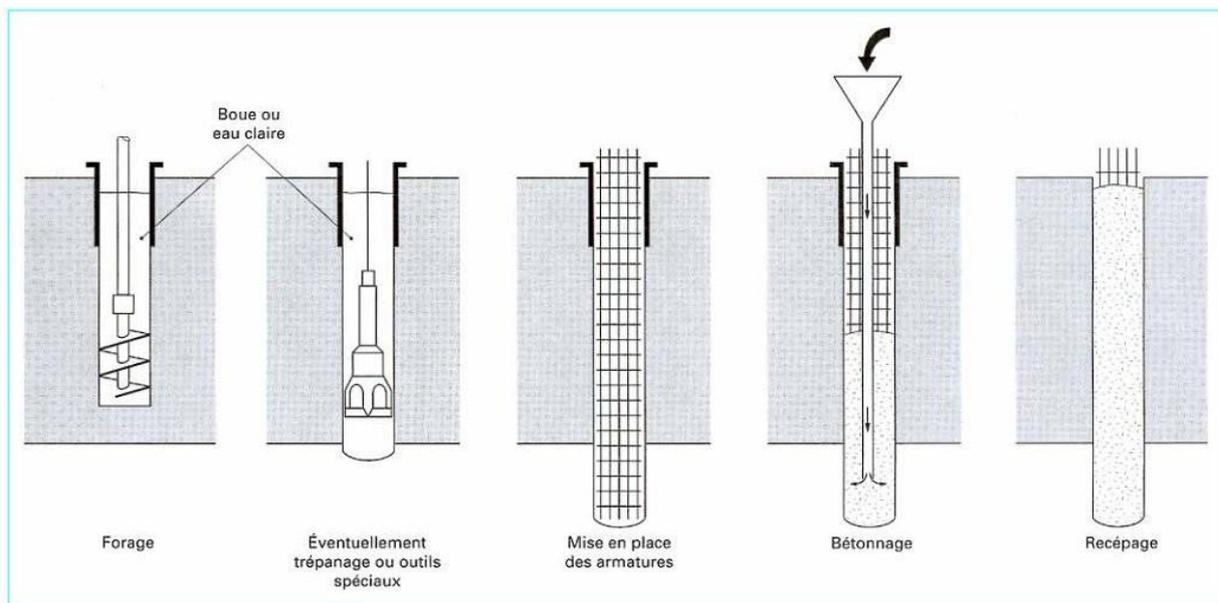


Figure 14: Différentes étapes pour la réalisation d'un pieu fourré

- iii. **Pieu foré tubé:** Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la

profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

- iv. **Pieu tarière creuse:** Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

5. Mode de travail d'un pieu

Suivant la stratigraphie et la performance des différentes couches de sol rencontrées, on peut distinguer trois types de pieux selon leur mode de travail (Figure 15): lorsque la pointe du pieu est ancrée sur un rocher ou substratum rigide, les déplacements sont quasiment nuls, par conséquent le frottement latéral est presque inexistant. Le pieu travaille seulement sous l'effet de la résistance de pointe, on parle alors de pieu colonne ou pieu de pointe. Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche homogène de faible résistance au-dessus du substratum, le pieu travaille presque sous la seule action des frottements latéraux, on parle alors de pieu flottant ou pieu de frottement.

Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche de sol de résistance de pointe moyenne ou substratum semi-rigide, le pieu travaille sous l'action des efforts de pointe mais aussi des frottements latéraux. On parle alors de combinaison des deux.

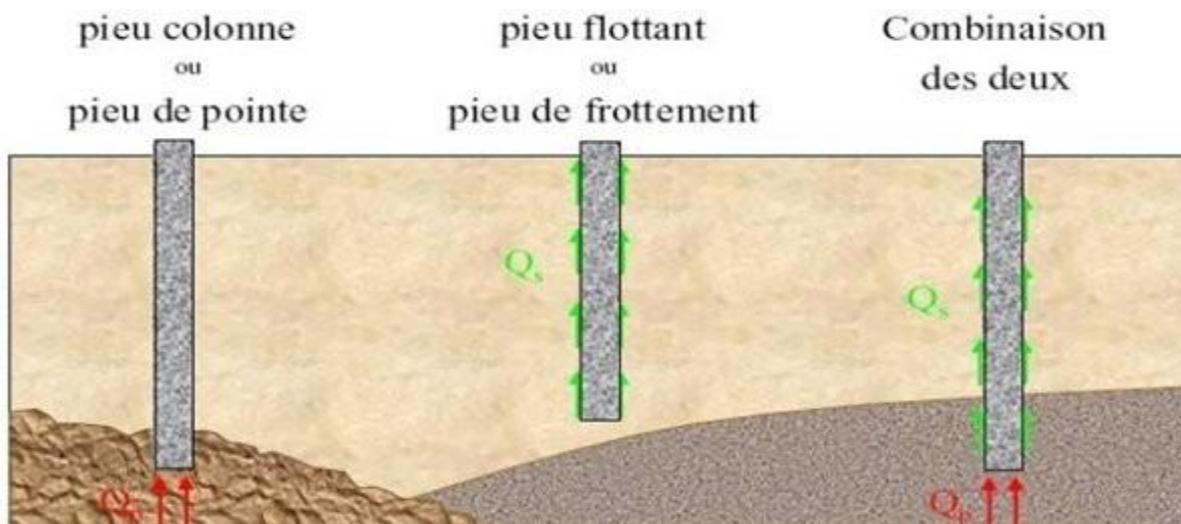


Figure 15: Mode de travail du pieu sous charge verticale [6]

6. Les actions sur les pieux

Comme tout type d'ouvrage, la stabilité émane de la prise en compte de toutes les actions qui jouent en défaveur de la structure. Ainsi pour les pieux les différentes actions sont:

6.1 Actions permanentes

Il s'agit essentiellement:

- Le poids propre de la fondation proprement dite.
- Le poids propre de l'appui (pile, culée, semelle de liaison ...).
- La fraction du poids propre de l'ouvrage considéré et de ses équipements reprise par la fondation.
- Les efforts dus au retrait, fluage, etc.
- Les efforts dus au poids et aux poussées du sol.

6.2 Actions dues à l'eau

Ce sont, essentiellement, dans le cas des fondations sur pieux:

- La poussée d'Archimède.
- L'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer.
- Poussées latérales: Ces poussées latérales se produisent, d'une façon générale, lorsque le pieu.

Traverse une couche de sol mou compressible et que cette couche est chargée de façon dissymétrique (par un remblai en l'occurrence). L'exemple présenté sur la figure (2.7) montre que le sol mou a tendance à se déplacer vers l'aval. Ces déplacements entraînent des efforts sur les pieux, qui peuvent être importants.

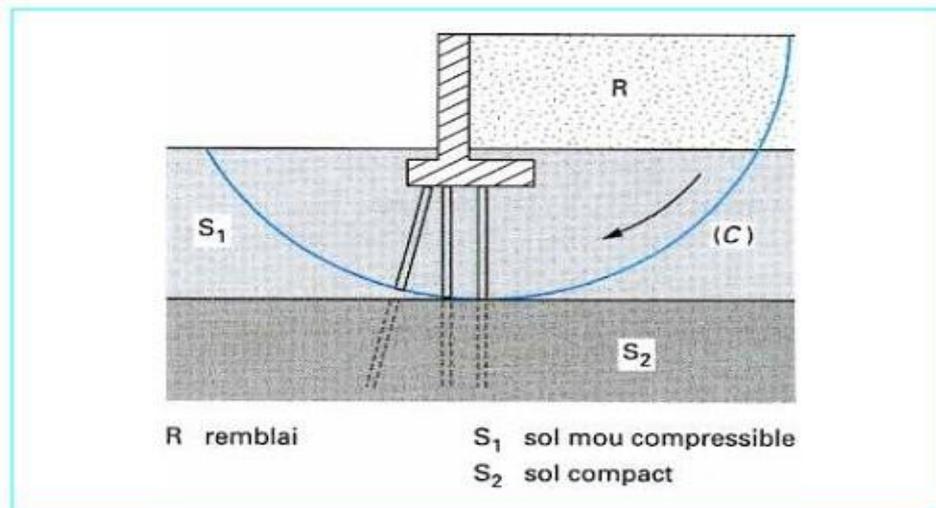


Figure 16: Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée [7]

6.3 Frottement négatif

Dans le cas où les pieux traversent une couche de sol compressible, il faut envisager, en plus des poussées latérales, la possibilité de frottement négatif. Celui-ci se produit, d'une manière générale, lorsque le tassement du sol est supérieur au tassement du pieu qui le traverse. La figure (II.8) représente une couche de sol compressible chargée par un remblai (cas fréquent dans les culées remblayées fondées sur pieux). Le tassement progressif, par consolidation de la couche compressible, provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas, le déplacement relatif sol-pieu étant dirigé dans ce sens. Ce frottement, aussi qualifié de frottement négatif, de couronnement et, comme le remblai descend par rapport à la culée, il y a aussi frottement négatif du remblai sur le mur de front.

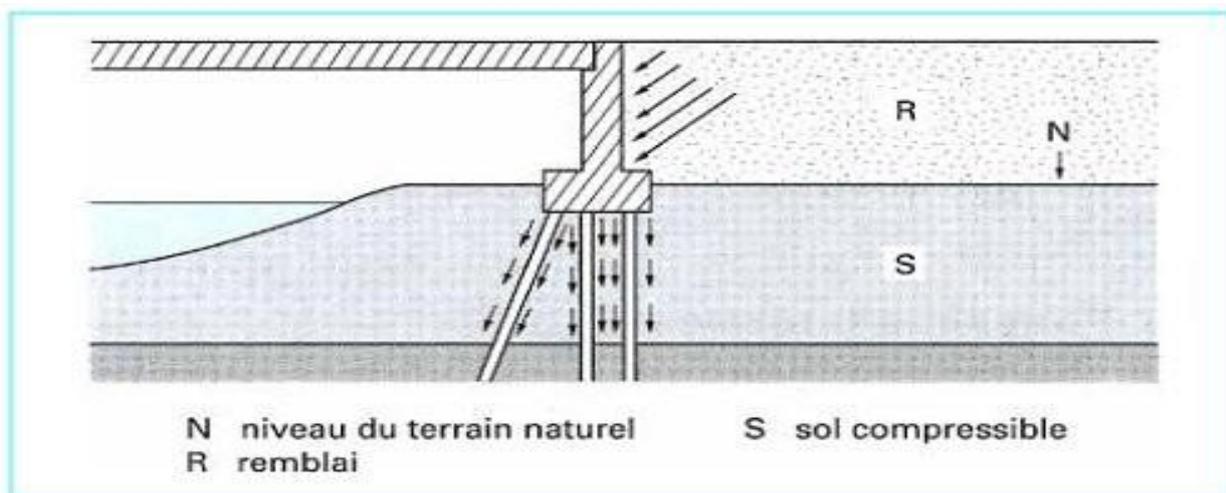


Figure 17: Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée [7]

6.4 Actions variables

Il s'agit essentiellement:

- Des charges d'exploitation: surcharges routières, freinage, stockage temporaire ...
- Des charges dues aux effets climatiques: vent, neige, etc.

6.5 Actions accidentelles

Pour les ouvrages de génie civil, l'action accidentelle peut être: un choc de bateau, un choc de véhicule sur un appui, un séisme ...

7. Conclusion

Les fondations restent un point essentiel dans chaque ouvrage d'art, l'adaptation de ces derniers doit se faire selon un certain nombre de critères. L'ingénieur doit réfléchir à toute les éventualités, l'étude complète du sol (nature ,qualité...) permet un meilleur choix de fondations à savoir fondations superficielles, des fondations semi-profondes ou des fondations profondes.

Chapitre III

PRESENTATION

DU SITE

1. Introduction

Dans le présent chapitre on présentera notre projet d'étude « mur de soutènement en B.A sur pieux » suivi d'une présentation de l'ensemble des programmes d'investigation muni par le LTPO Est afin de déterminer:

- La lithologie du sous-sol.
- La géométrie des couches rencontrées.
- Les propriétés physico-mécaniques des sols d'assise, ainsi que son agressivité vis-à-vis le béton de fondation.

2. Présentation du projet

L'ouvrage est un mur de soutènement en béton armé sur pieux d'une longueur de 16 m. L'étude en question a été établie suite à la convention passée entre la DAL Naâma et le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest, LTPO_ Antenne de Naâma., L'un des objectifs principaux de ce projet est d'assurer la fluidité du trafic ainsi que la protection des berge de Oued Asla.

3. Localisation du site de projet

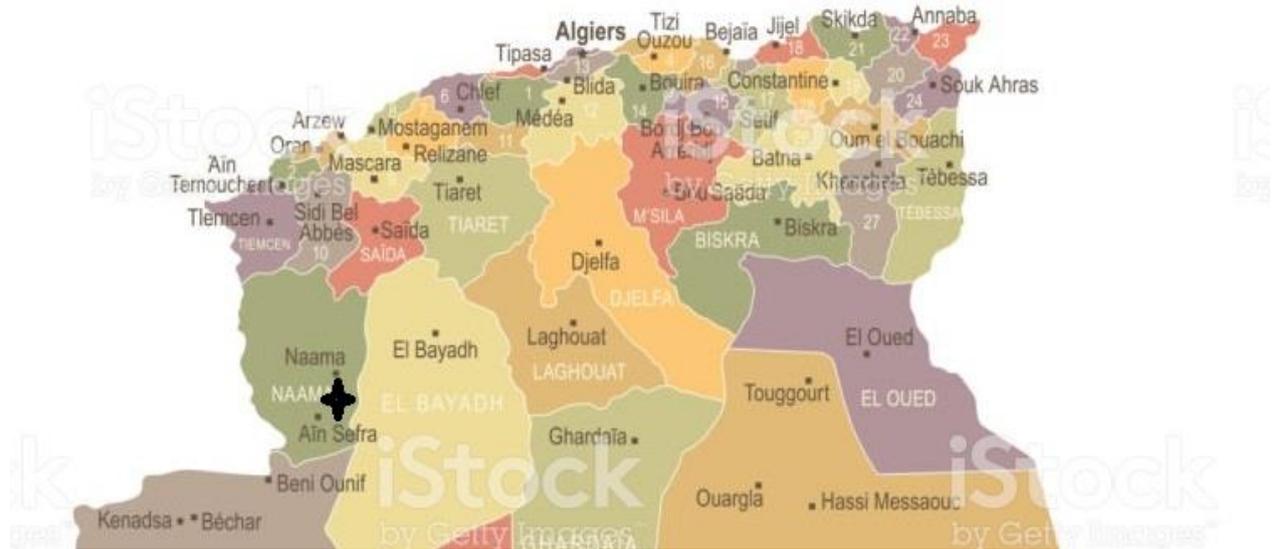
Vue aérienne sur la localisation de notre site d'intervention à Oued Asla.



Figure 18: Vue aérienne sur le site d'intervention

4. Situation géographique

Le projet se situe à 60km au sud-est de la ville de Naâma localisé sur la RN47 à Assela.



5. Données sismologiques

La région de Naâma est située dans la ZONE I Selon la classification du RPA99 et du RPA additif 2003 (D.T.R B.C 2.48),le site correspond à une sismicité faible (RPA: les règles parasismiques algériennes). La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et du Règlement parasismique algérien en vigueur.

CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99/ APRES ADDENDA

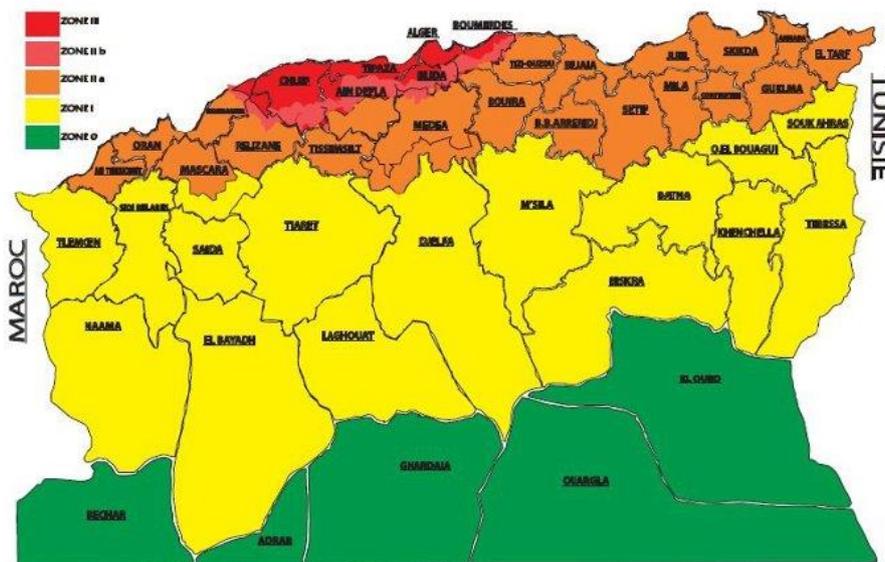


Fig.3.1. carte de zonage sismique de l'Algérie

6. Reconnaissance géotechnique

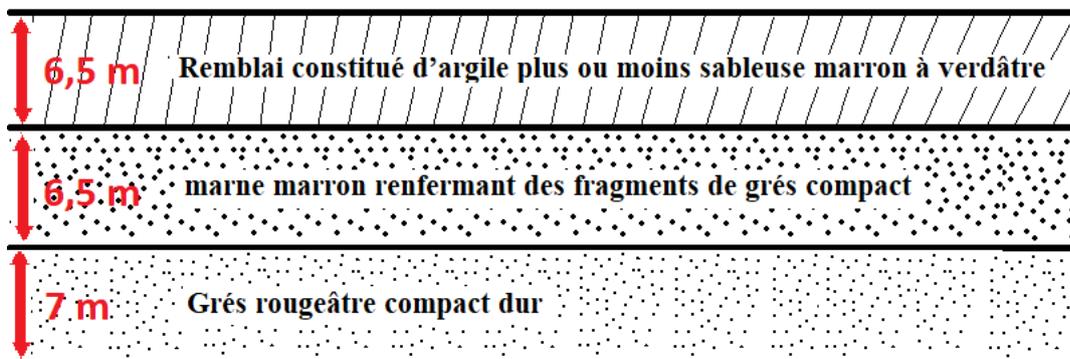
6.1 Organisation de la reconnaissance

Un programme de reconnaissance a été effectué à l'aide des moyens suivants:

- Trois sondages carottés de reconnaissance 02 sondages préssiométriques (SP1 et SP2) en côté aval de **20,0 mètres** de profondeur.
- 01 sondage carotter de **20.0 mètres** de profondeur par rapport au terrain naturel dans le but de:
 - Déterminer la nature du sous-sol.
 - Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
 - Prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.
 - Ainsi que les caractéristiques mécaniques E, p_l et p_f du sous-sol selon les paliers de contraintes.

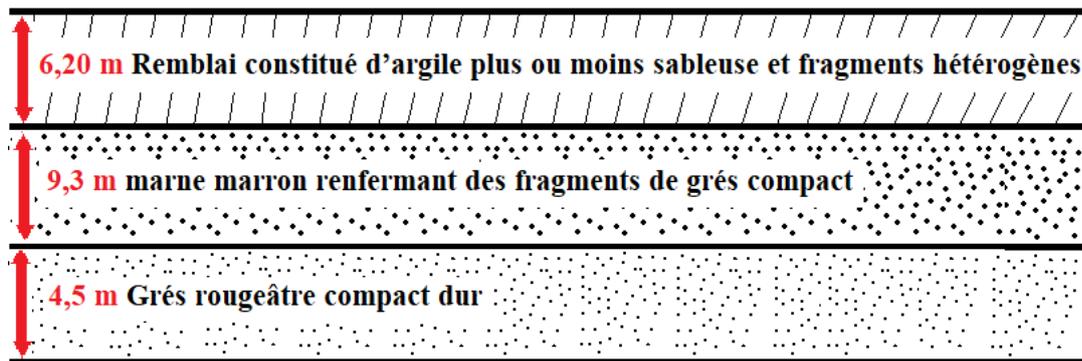
6.2 Résultats des sondages carottés

i. Sondage SP1 (préssiomètre) de 20,0 ml de profondeur



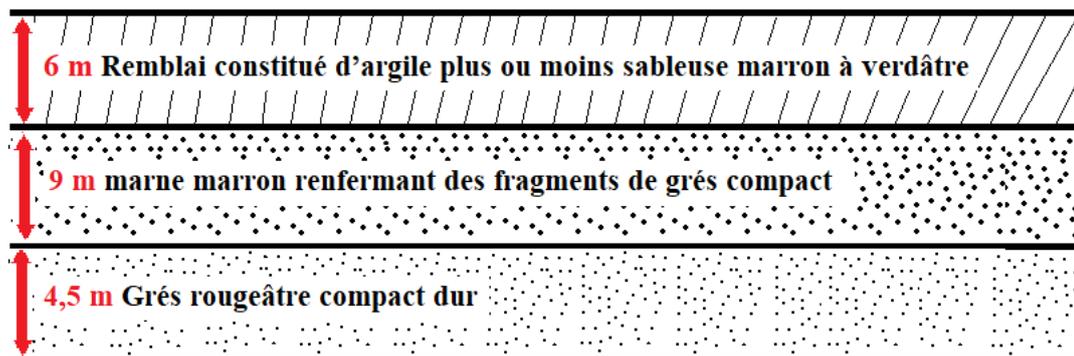
- 0,00 à 6,50 m: Remblai constitué d'argile plus ou moins sableuse marron à verdâtre;
- 6,50 à 13,00 m: marne marron renfermant des fragments de grés compact;
- 13,00 à 20,0 m: Grés rougeâtre compact dur;

ii. Sondage SP2 (préssiomètre) de 20,0 ml de profondeur



- 0,00 à 6,20 m: Remblai constitué d'argile plus ou moins sableuse et fragments hétérogènes ;
- 6,20 à 15,50 m: marne marron renfermant des fragments de grès compact;
- 15,50 à 20,0 m: Grès rougeâtre compact dur ;

iii. Sondage SC (carotter) de 20,0 m de profondeur



- 0,00 à 6,00 m: Remblai constitué d'argile plus ou moins sableuse marron à verdâtre ;
- 6,00 à 15,00 m: marne marron renfermant des fragments de grès compact;
- 15,50 à 20,0 m: Grès rougeâtre compact dur

7. Interprétation des résultats de sondage:

7.1 Résultats de l'essai:

Les essais réalisés dans le cadre de cette étude ont donné lieu aux résultats qui figurent dans les tableaux ci-dessous:

Tableau 1: Résultats des sondages

N° SONDAGE	Profondeur (m)	Pl (Mpa)	E (Mpa)	E/Pl
SP.1	9.00	03.70	1076.5	291
	11.00	03.64	2536.0	696
	13.00	03.74	2779.8	744
	15.00	03.76	793.6	2 11
	17.00	03.47	3203.5	923
	19.00	03.74	2465.7	659
SP.2	8.00	3.72	9368.66	818
	10.00	3.82	4678.75	1032
	13.00	3.71	3564.42	684
	15.00	4.14	1714.27	102
	18.00	4.10	920.22	689

- **Pression limites et modules pressiométriques**

Les valeurs de la pression limite "Pl" et du module pressiométrique "E" obtenues, notamment de 8 à 19m de profondeur, sont dans l'ensemble satisfaisantes, elles caractérisent la présence en place des marnes sur consolidé ou très serré compact et de grés dur à très dur, donc de bonne consistance (Pl: 3.47 / 4.14 Mpa ; E: 794 bars à plus de 800 bars en général).

- **Rapport E/Pl:**

Les valeurs du rapport E/Pl obtenues supérieurs à 102, donc il s'agit des niveaux des sols sur consolidé

7.2 Essais de laboratoire

a. Organisation et type des essais réalisés au laboratoire:

Afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des formations traversées, nous avons effectué les essais suivants:

i. ESSAIS D'IDENTIFICATION:

- Mesures des Poids spécifiques.
- Mesures de la teneur en eau naturelle.
- Détermination des limites d'ATTERBERG.
- Analyses granulo-sédiment métriques.
- Détermination du taux de CaCo3 dans le sol.

ii. ESSAIS MÉCANIQUES:

- Essai de cisaillement rectiligne pour échantillon remanié.
- Essai compression simple.

iii. ESSAIS CHIMIQUE:

- Analyse chimique de sol.

b. Spécification et norme des essais au laboratoire:

Les essais au laboratoire ont été établis selon les normes suivantes:

i. Essais physiques:

- Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage (NF P 94-056).
- Analyse granulométrique des sols .Méthode sédimenterie (NF P 94-57).
- Limites Atterberg - Indice de plasticité (NF P 94-076).
- Teneur en eau (NFP 94050).

- Détermination du poids volumique (N F P 94-053).
- Détermination de la teneur en carbonate (NA 2789).

ii. Essais mécaniques:

- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P 94-071-1).
- Essai compression simple (NFP 18-40).

c. Interprétation des résultats:

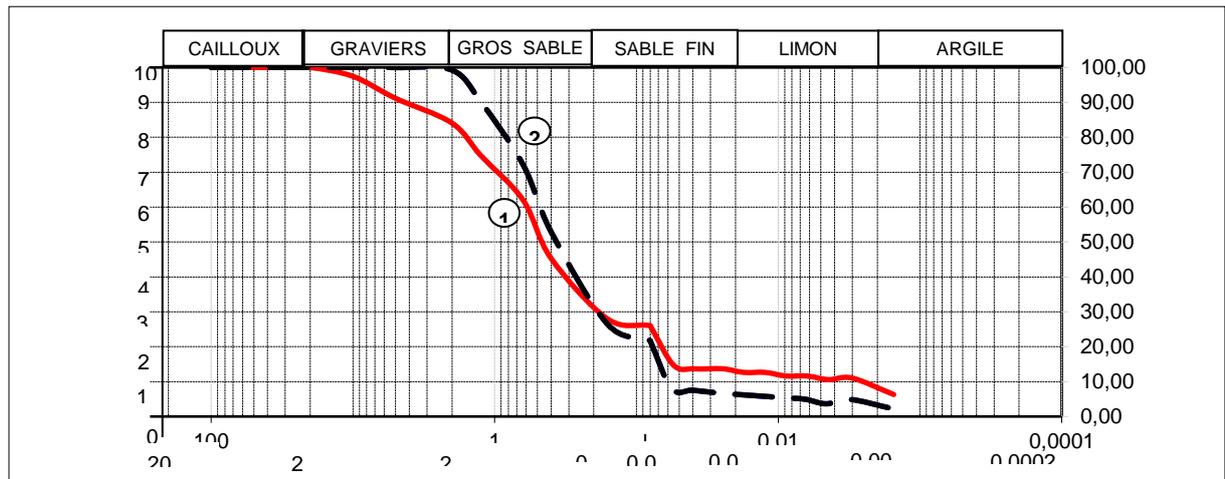
i. Essais d'identification:

✓ Limites d'ATTERBERG:

Les indices de plasticités "Ip" mesurés sur des échantillons remaniés prélevés à différents niveaux du sol, varient entre 10% et 15 %, pour des limites de liquidités "WL" comprises entre 27 % et 30 %. D'après CASAGRANDE, ces niveaux de sol appartiennent aux argiles peu plastiques.

✓ Analyses granulo-sédimentométriques:

Les graphiques recueillis au terme des analyses effectuées sur les mêmes échantillons, traduisent la nature des sols en place. Les échantillons analysés renferment entre 22 et 47 % d'éléments fins (< 80 microns), avec une fraction argileuse correspondante (éléments < 2 microns) allant de 70 % à 99 %.



	Tamisat à 2 mm	Tamisat à 80 microns	Limites d'Atterberg			Argile (%)	Limon (%)	CaCO ₃ (%)
			WL(%)	I.P.(%)	L.R.(%)			
Echantillon N° 02	84	26	30	15		6	7	4
Echantillon N° 03	99	22	28	13		2	4	8

Figure 19: Les courbes granulométriques

ii. Essais mécaniques:

Essais de résistance au cisaillement rectiligne à la boîte sur échantillon remanié:

Afin d'estimer les caractéristiques mécaniques sur des marnes rougeâtre en place, des essais de Cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE ont été réalisés selon la procédure dite à court terme (type: U.U), en raison de la nature fine et cohérente (marne rougeâtre), d'Échantillons testés. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau 2: Caractéristiques mécaniques des sondages

N° SONDAGE	PROFONDEUR (m)	Cohesion "C" (bar)	Angle de frottement interne "J" (degré)	Type d'essai
SP02	11.40 – 12.50	12	1	UU
SC01	12.00 – 13.50	21	3	UU

Pour le sondage sp02:

11.4-12.5m

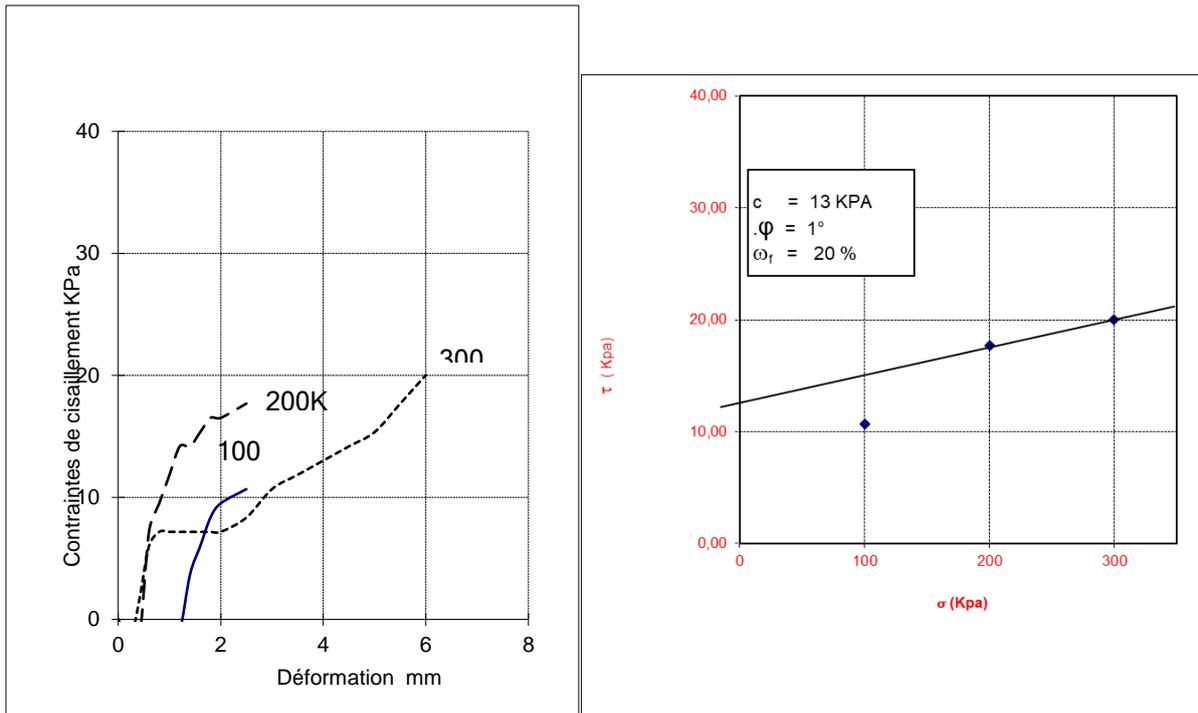


Figure 20: Courbes de cisaillements sp02

Pour le sondage sc01:

Profondeur du sondage 12-13.5m

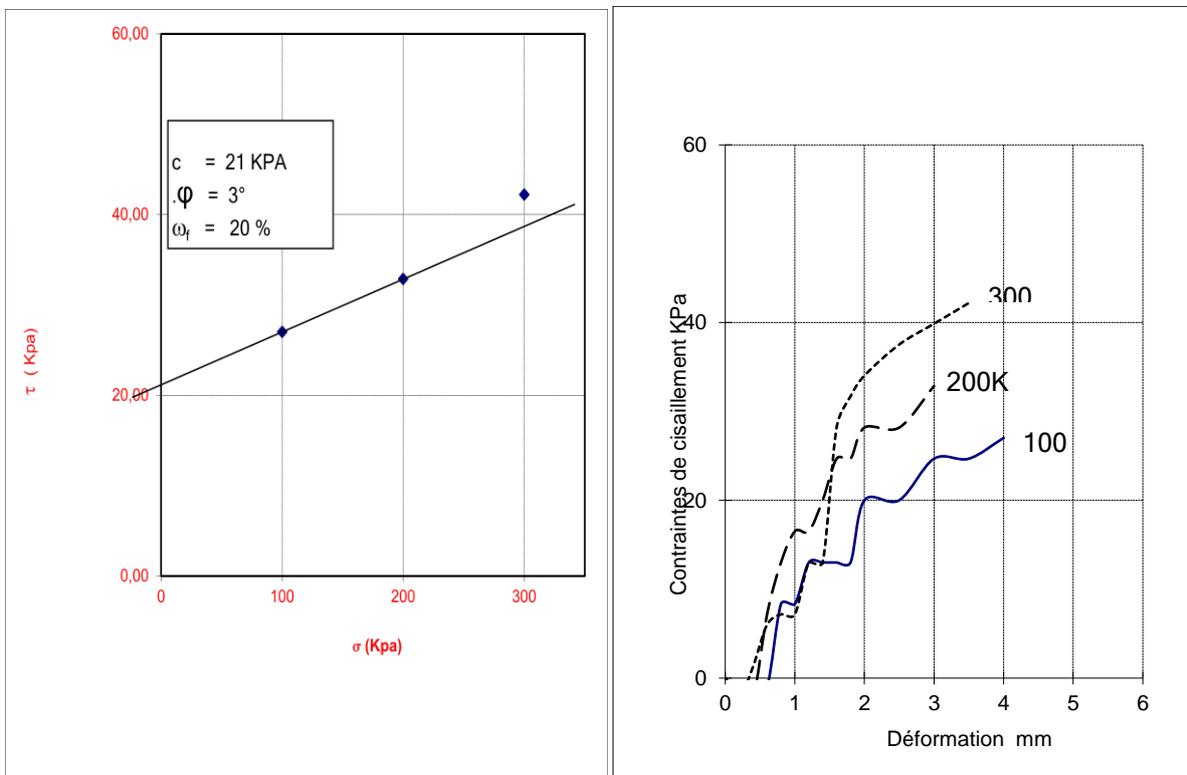


Figure 21: Courbes de cisaillement sc01

iii. Essais chimiques :

La teneur en carbonate (% des ions CO₃-2) dans un sol fin, ou elle constitue un bon indice sur la résistance mécanique et la sensibilité à l'eau du sol)

La teneur en chlorures (% des ions CL -) dans un sol fin, la pénétration des chlorures dans le béton (à partir d'une certaine concentration) provoque la corrosion des armatures.

La teneur en sulfates (% des ions SO₄-2) dans un sol fin la rapidité et la gravité de l'attaque dépendent de la quantité des sels sulfatés, à cet effet le ciment durci perd progressivement sa résistance qui engendre la dégradation du béton.

✓ **Essais de teneur en carbonate:**

D'après le rapport géotechnique, la valeur obtenue du CaCO₃ est de:

- Le premier sondage SP1: 04%
- Le deuxième sondage SP2: 08%

La teneur en carbonates CaCO₃ est: 04% ≤ CaCO₃ ≤ 08 % => confirmant que c'est une formation des argiles marneuse.

La teneur en sulfate et chlorure sur les échantillons prélevés:

SO₄⁻²=00%

Cl = 0.273 %

Voici le tableau ci dessous qui récapitulatif les résultats obtenu a partir du rapport de sol:

Tableau 3: Les résultats des caractéristiques chimiques du rapport de sol

SONDAGE / PUIITS		Sp1	Sp1	Sp2	Sp2	Sp2
PROFONDEUR (m)		9,50-11,00	14,40-14,80	11,40-12,50	15,00-15,50	11,00-11,40
ESSAIS CHIMIQUES	CaCO ₃ %	4		8	4	
	V. du Bleu %					
	SO ₄ mg / Kg					
	SO ₄ ⁻² %	Nul		Nul	Nul	
	M . O %					
	C . L %	0,273		0,1775	0,213	

Selon la norme NF P 18-011 la classe d'agressivité du sol analysé est de classe A0 (sol non agressive), pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.

Aucune précaution particulière à prendre pour la confection du béton au contact de ces sols.

Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ces sols.

8. Caractéristiques des matériaux:

Le choix des types des matériaux de constructions d'un mur de soutènement est une phase très importante dans la conception et le calcul de ce dernier.

✓ Le béton:

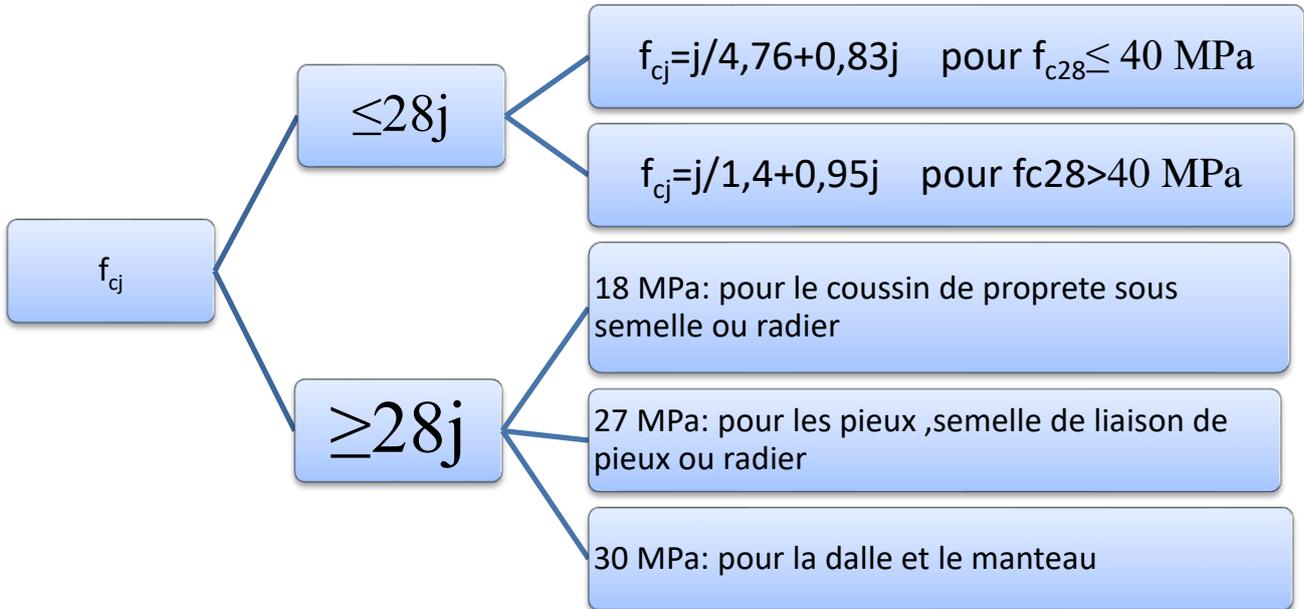
Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Il est défini par la résistance de compression à 28 jours « f_{c28} » et une masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$. Le dosage du béton est de 350 kg/m^3 .

✓ Poids volumique:

Le poids volumique du béton armé: $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

✓ Résistance à la compression:

Pour un béton âgé de j jours on a:



✓ **Résistance à la traction:**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule:

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

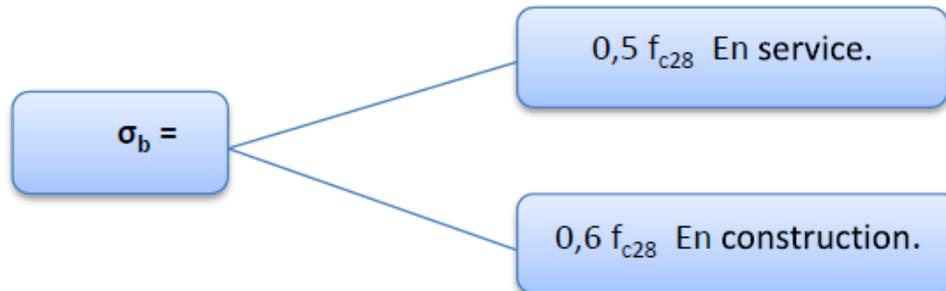
$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa)} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa)} \end{cases}$$

✓ **Contrainte à l'état limite ultime ELU:**

- $f_{bu} = 0,85 \times f_{cj} / \gamma_b$
 - $\gamma_b = 1,5$ ouvrage fini (*ensituation durables ou transitoires*)
 - $\gamma_b = 1,15$ ouvrage en construction (*situations accidentelles*)

✓ **Contrainte à l'état limite service ELS:**

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique:



✓ **Déformation du béton:**

Module de déformation longitudinal « E »:

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés comme suit:

Module de déformation instantanée **E_i**(courte durée < 24h):

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Module de déformation différée **E_v**(longue durée >24h):

$$E_{tj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Déformation transversale G:

Elle est exprimée par la formule suivante:

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

ν : est le coefficient de poisson

E: représente le module élastique longitudinal

Coefficient de poisson:

$v = 0.20$ pour un béton non fissuré

$v = 0$ pour un béton fissuré

✓ **Acier**

La limite élastique:

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (HA) de classe **FeE50 type 1**, sa limite élastique égale à $f_e = 400$ MPa .et des acier ronds lisses adhérence (adx) ou sa limite élastique égale a $f_e = 240$ MPa.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier:

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

Dans les calculs à l'ELU on ajoutent un coefficient γ_s tel que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

Contraintes admissibles:

A L'ELU:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

A l'ELS:

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28} \right) = 201,63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28} \right) 228,63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

9. Fondation des ouvrages

9.1 Type et ancrage des fondations

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude, et au vu de la nature géologique traversée par les sondages ainsi que la présence d'une couche importante d'alluvion (Hétérogène), nous conduisent, dans ce cas, à proposer des fondations profondes pour les appuis de l'ouvrage projeté. On optera par conséquent pour des pieux forés en béton armé fichés à 11.00 m de profondeur à partir du niveau bas du lit de l'oued, dans la formation naturelle de la marne marron renfermant des fragments de grés compact vers la basse en évidence par les sondages carottés.

Avec les hypothèses de calcul suivant: pieu foré et coulé sur place, de diamètre $D=1.20$ m. On disposera dans ce cas d'une charge portante admissible Q de l'ordre de 296 T/ Pieu (à titre indicatif)¹.

9.2 Contrainte admissible du sol recommandé

Cette étude géotechnique relative du terrain retenu pour la **protection des berges au niveau de Oued Asla**, a permis de préciser la nature géologique du site et de déterminer les caractéristiques géotechniques des formations naturelles le constituant.

Sur la base des résultats fournis par cette investigation in situ, nous avons fixé le tonnage appliqué par pieu (**296 T/pieu à titre indicatif**), et nous avons proposé **un type de fondation profond pieux forés en béton armé fichés à 11.00 m de profondeur**.

10. Conclusion

Sur la base des résultats fournis par cette investigation géotechnique de cette étude protection des berges Oued Asla, nous avons fixé un taux de travail admissible applicable au sol, un ancrage ainsi qu'un type de fondation propre à la nature des constructions projetées et aussi, en fonction de la nature géologique rencontrée des formations devant servir d'assises aux fondations et donc la nature des couches de sol sont:

- Remblai constitué d'argile plus ou moins sableuse marron à verdâtre variant de 0 à 6.5 m.
- Marne marron renfermant des fragments de grés compact variant de 6.5 à 15.5m.
- Ainsi que du Grés rougeâtre compact dur de 15.5 à 20 m.

¹ On note que c'est valeur nous ont été transmis par la direction d'hydraulique de wilaya de Naàma.

Chapitre IV

DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTÈNEMENT

1. Introduction

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques ainsi que ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées, notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture de mur avec la prise en compte de coefficient de sécurité.

La conception des murs de soutènement en béton armé est différente 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, cette dernière supporte le poids des terres dont le rôle de stabilisateur est évident.

La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, vue la force des moments fléchissant qui s'y développent

2. Objectif

L'Objectif de ce chapitre est de faire:

- La conception des murs de soutènement pour déterminer les longueurs et les hauteurs.
- Le pré-dimensionnement.
- Le principe de vérification.
- Calcul statique: manuel.
- Calcul en 3D: SAP 2000.

3. Le pré-dimensionnement:

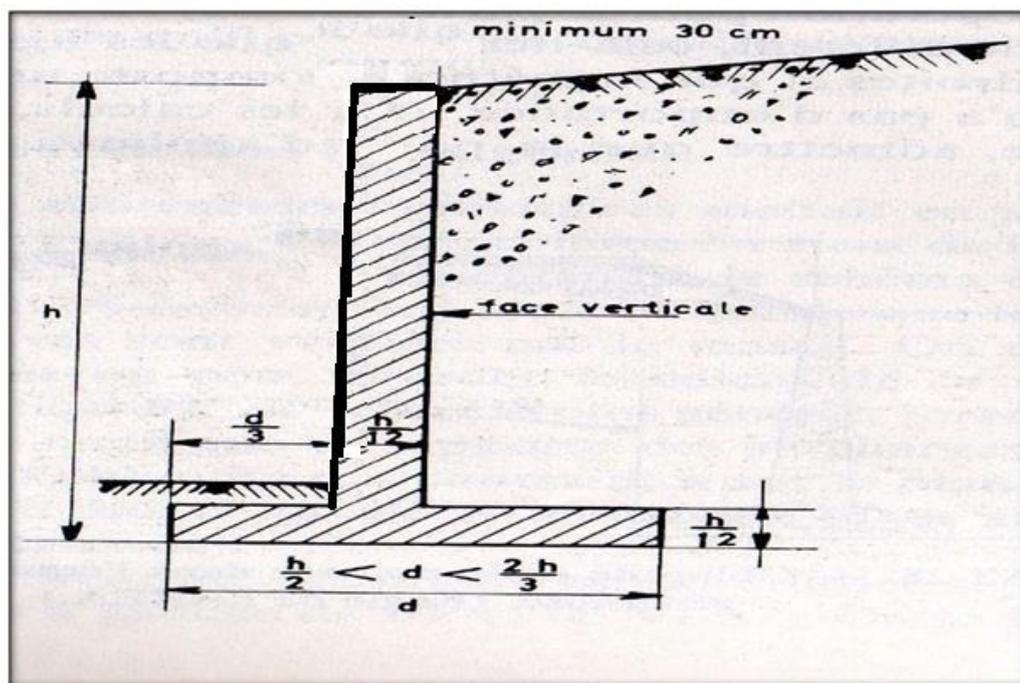


Figure 22: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé

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

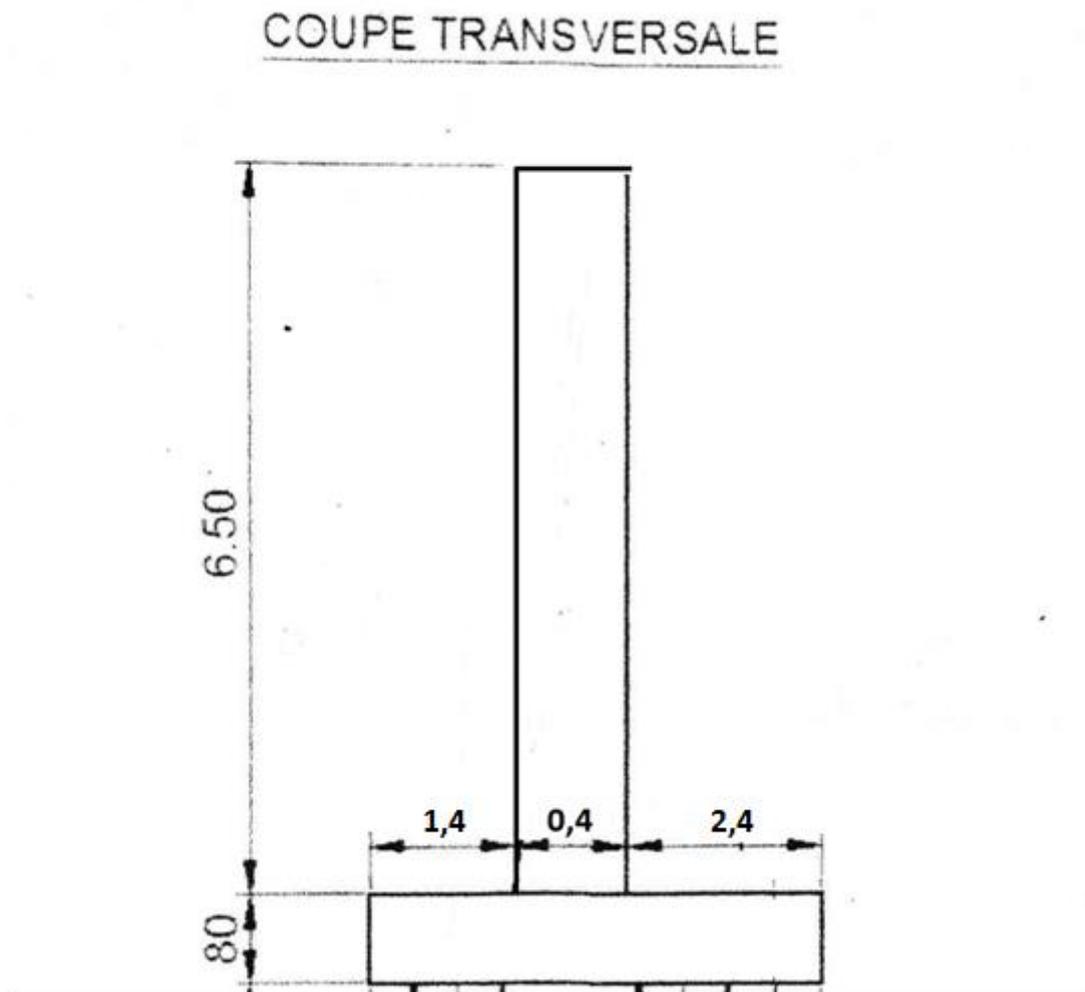
Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Le pré-dimensionnement est dans le tableau suivant:

Tableau 4: Pré-dimensionnement du mur

Hauteur(m)	H/12(m)	h/2(m)	2h/3(m)	d(m)	d/3(m)
7.3	0.608	3.65	4.86	3.65	1.21
Dimensionnement choisie					
7.3	0.4			4.2	1.40

Les longueurs choisies sont représentées dans la figure ci-dessous:



4. Principe de vérification

La vérification est faite pour approuver notre pré-dimensionnement par rapport à la stabilité de cet ouvrage.

Pour ce fait il y'a trois vérifications à faire:

a. Stabilité interne

On doit assurer que les contraintes dans le mur doivent être inférieures aux contraintes admissibles, donc c'est un simple problème de résistance de matériaux.

Suite à la résistance élevée du matériau: béton armé, ce problème de résistance interne ne se pose jamais (les contraintes due aux sollicitations appliquées au mur sont inférieure aux contraintes admissibles du béton armé) c'est le mode de rupture le plus rare pour ce type des murs.

Remarque: Lorsqu'on utilise un logiciel de calcul, cette vérification est assurée automatiquement

b. Stabilité au glissement

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces horizontales (forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité supérieur à 2.

$$F_{gli} = \frac{\sum \text{forces horizontales stabilisatrices}}{\sum \text{forces horizontales renversantes}} > 2$$

c. Stabilité au renversement

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

$$F_{ren} = \frac{\sum \text{moments stabilisateurs}}{\sum \text{moments renversants}} > 1,5$$

Les moments renversants (M_r) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

Les moments stabilisants (M_s) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O.

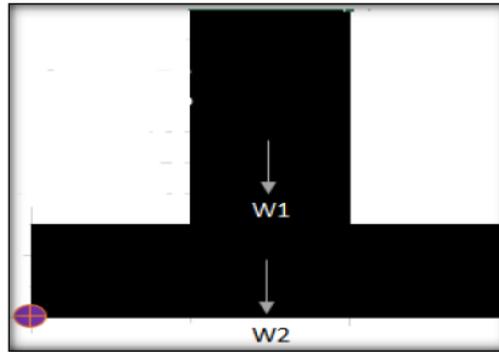


Figure 23: La figure montre le point O situé à gauche de mur

d. Vérification vis-à-vis du poinçonnement

La résultante des forces doit se situer à l'intérieure du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positive en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être supérieure à la capacité portante admissible du sol.

Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point O:

$$\sum Resul = \sum M (stabilisant) - \sum M (renversant) = Mo$$

- L'excentricité de la force par rapport au point O:

$$e_o = \frac{Mo}{\Sigma Fv}$$

- L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est:

$$e_c = \frac{B}{2} - e_o$$

La figure indique les deux cas possibles, suivant que N (résultante des forces) tombe dans les 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.

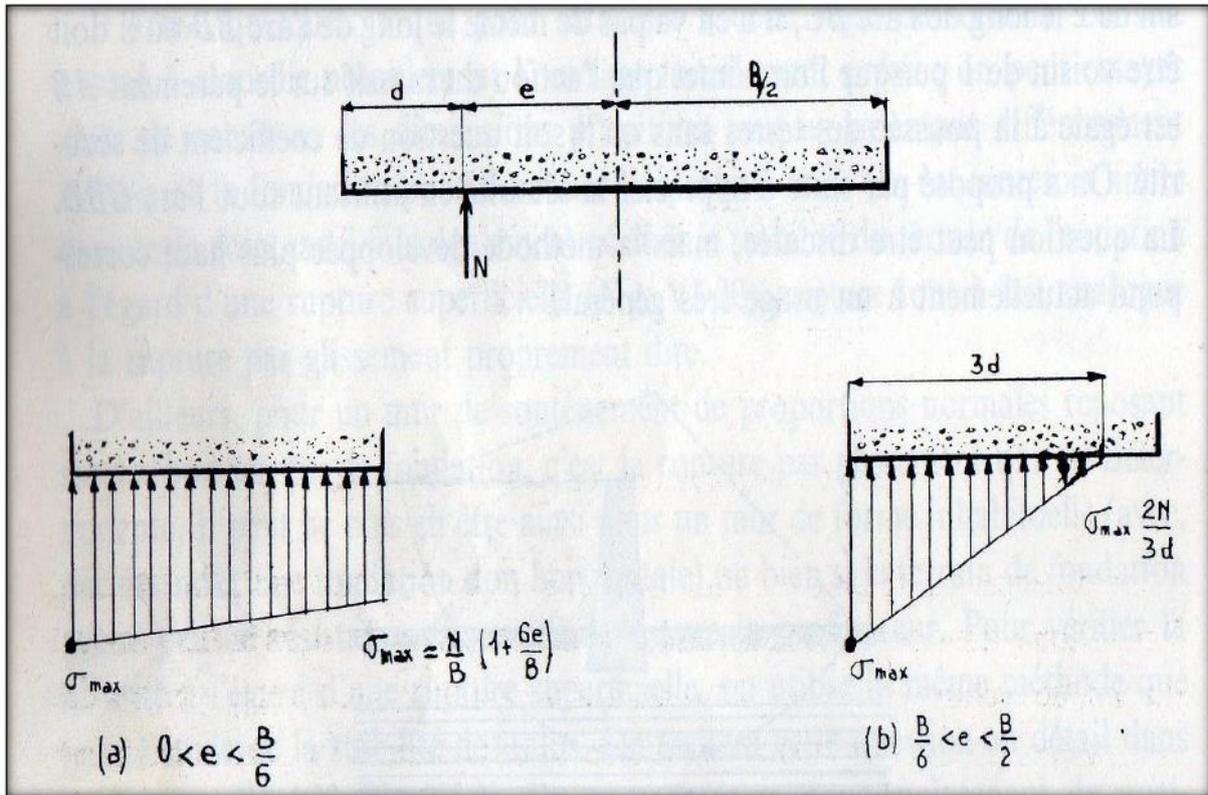


Figure 24: Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation

$$q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq q_{adm}$$

Cas d'une charge trapézoïdale:

Avec:

$$\sigma_{max} = \frac{F_v}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_c}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_v}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e_c}{B}\right)$$

Cas d'une charge triangulaire:

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3d}$$

5. Calcul statique:

a. Calcul manuel:

Le calcul statique du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d'instabilité pour le cas de la poussée des terres au repos.

Le calcul se fait pour notre mur de 7,3 mètres de hauteur:

Données:

$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Sol D'assise:

$\sigma_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bars} = 180 \text{ KN/m}^2$

$q = 10 \text{ KN/m}^2$

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$C = 21 \text{ KPA}$

$\phi = 35^\circ$

Remblai:

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$\phi = 35^\circ$

$C = 0 \text{ KPA}$

Les données proviennent du rapport géotechnique avec un choix d'un remblai de caractéristiques bien définie.

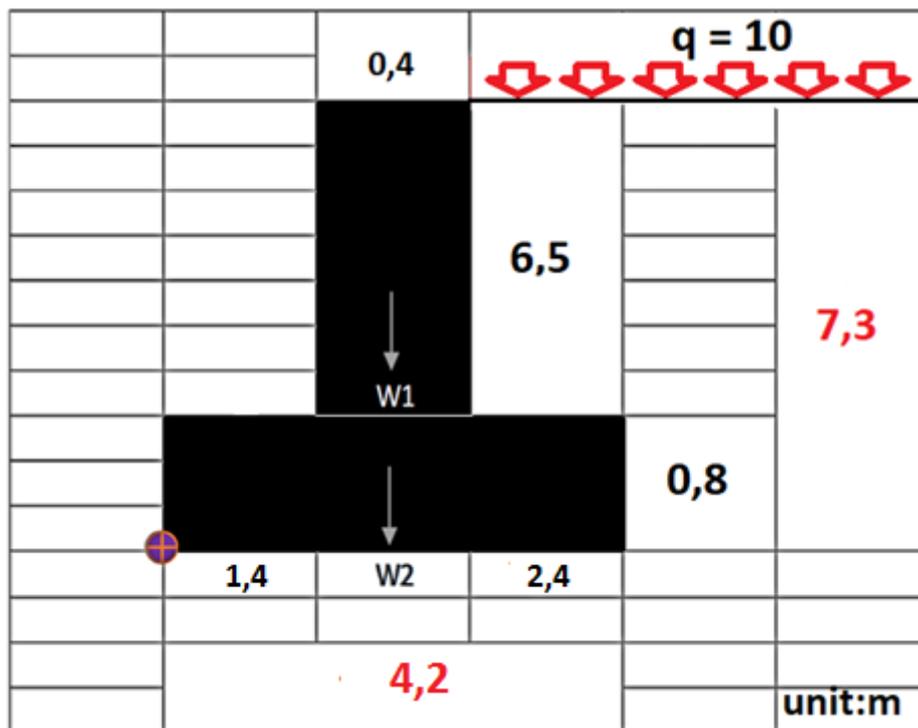


Figure 25: Le schéma de mur de 7,3 mètre de hauteur

Calculs:

Détermination du poids de murs (WT):

- Le poids total de mur de 7,3 m: $WT = W1+W2 = 65 + 73 = 149 \text{ KN/ml}$
- Le poids de voile: $W1 = 6,5 \times 0,4 \times 1 \times 25 = 65 \text{ KN/ml}$
- Le poids de la semelle: $W2 = 4,2 \times 0,8 \times 1 \times 25 = 84 \text{ KN/ml}$

Le coefficient de poussée: $K_a = \tan^2 \frac{\pi}{4} \times \frac{\varphi}{2} = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0,271$

$$K_a = 0,271$$

Calcul de contraintes (σ):

- Calcul des contraintes verticales:

$$\sigma_{v1} = \gamma \times h = 18 \times 6,5 = 117 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{v2} = \gamma \times h = 18 \times 0,8 = 14,4 \text{ KPA}$$

- Calcul des contraintes horizontales:

$$\sigma_{h1} = q \times K_a = 10 \times 0,271 = 2,7 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{h2} = \sigma_{h1} + (\sigma_{v1} \times K_a) = 2,7 + (117 \times 0,271) = 34,41 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{h3} = \sigma_{h2} + (\sigma_{v2} \times K_a) = 34,41 + (14,4 \times 0,271) = 38,31 \text{ KPA}$$

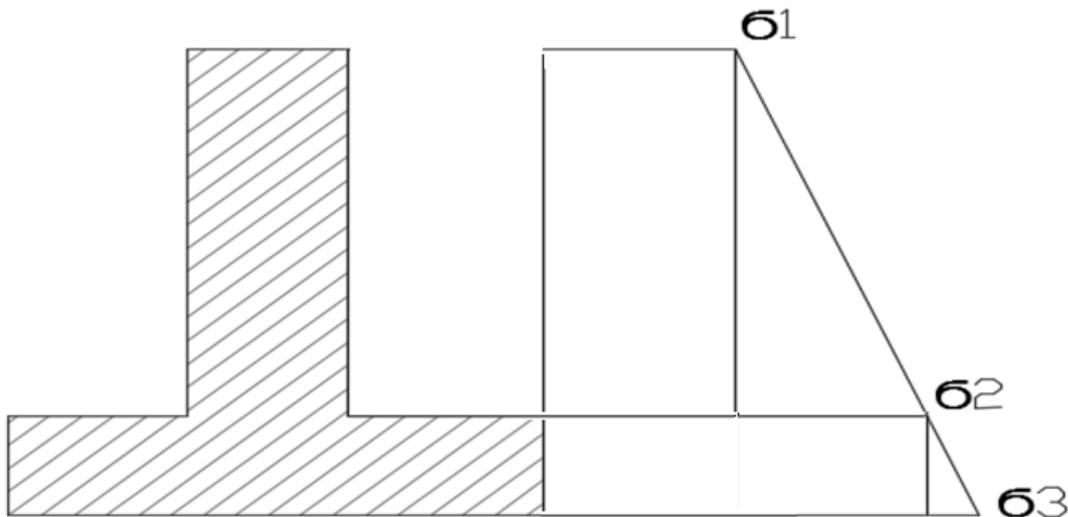


Figure 26: Diagramme des contraintes

- Calcul des forces (F):

La force de poussée est la surface du diagramme de contrainte.

- Force de poussée:

$$F_1 = \sigma_{h1} \times h = 2,7 \times 6,5 = 17,55 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{(\sigma_{h2} - \sigma_{h1}) \times h}{2} = \frac{(34,41 - 2,7) \times 6,5}{2} = 103,05 \text{ KN}$$

$$F_3 = \frac{(6h_3 - 6h_2) \times h}{2} = \frac{(38.31 - 34.41) \times 0.8}{2} = 1.56 \text{ KN}$$

$$F_4 = (\sigma_{h_2} - \sigma_{h_1}) \times h = (34.41 - 2.7) \times 0.8 = 25.36 \text{ KN}$$

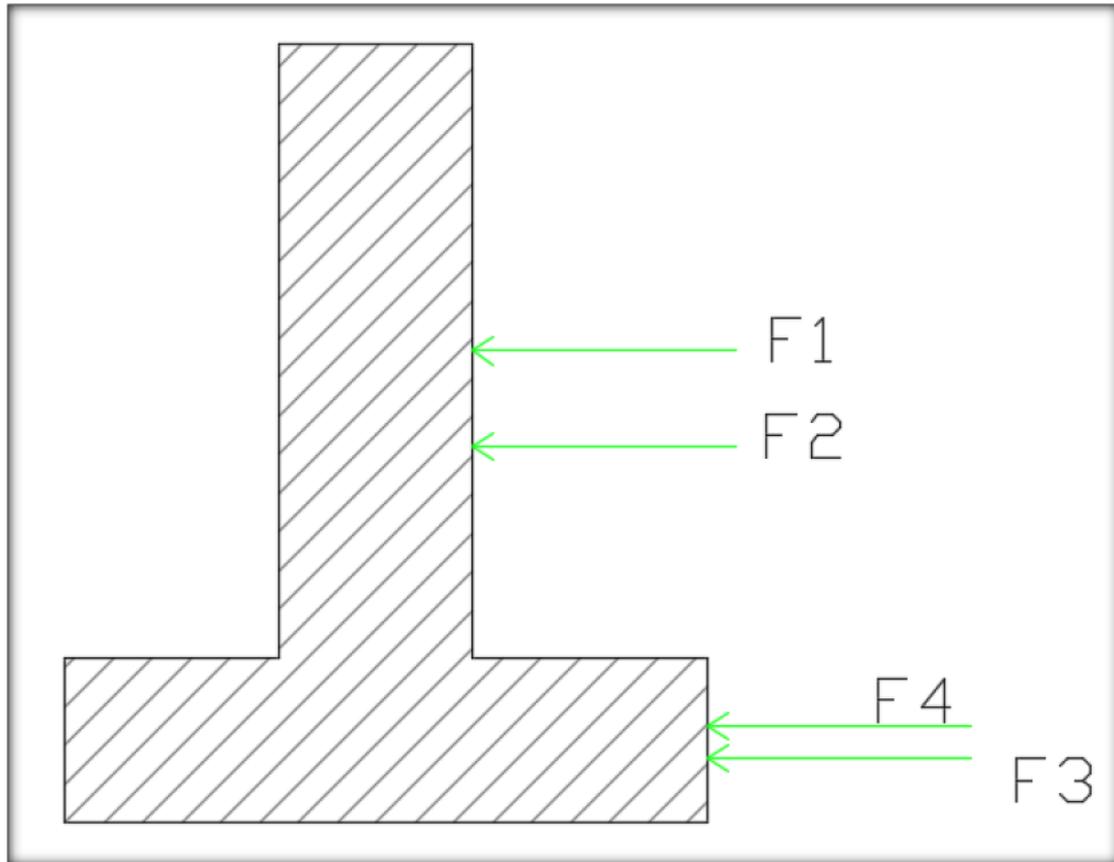


Figure 27: Représentation des forces

Le tableau suivant représente tous les résultats de calcul manuel:

- Poids Total.
- Les contraintes.
- Les forces agissantes.
- Points d'applications.

Tableau 5: Récapitulatif des contraintes et des forces sur les murs

Hauteur de Mur (m)	Poids de Rideau W1 (KN)	Poids de la semelle W2 (KN)	Poids Total de Mur WT (KN)	Contraintes de Poussées (KPA)	Forces Poussées (KN)	Point d'application (m)
7.3	65	84	149	$\sigma_1 = 2.7$ $\sigma_2 = 34.41$ $\sigma_3 = 38.31$	$F_1 = 17.55$ $F_2 = 103.05$ $F_3 = 1.56$ $F_4 = 25.36$	$X_1 = 4.05$ $X_2 = 2.97$ $X_3 = 0.27$ $X_4 = 0.4$

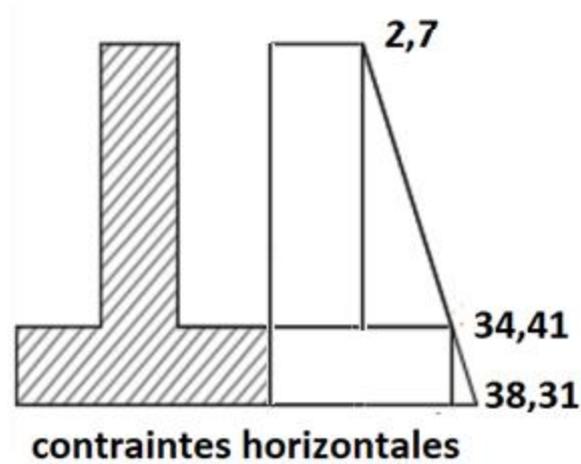


Figure 28: Présentation du diagramme des contraintes: σ_{h1} , σ_{h2} , σ_{h3}

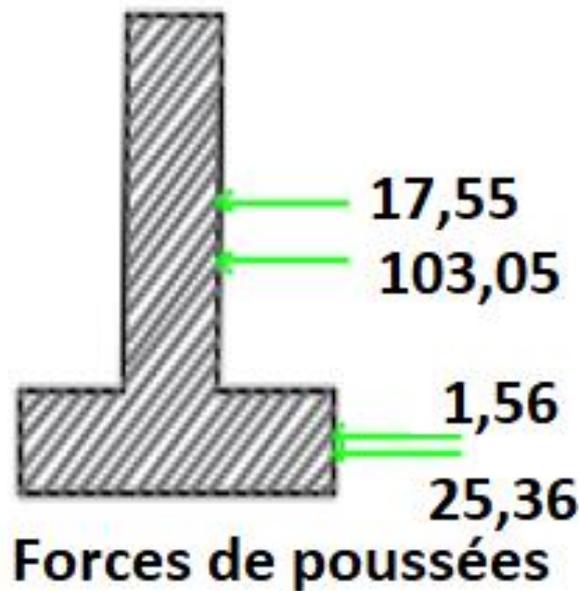


Figure 29: Répartition des forces de poussées F_1 , F_2 , F_3 , F_4

Vérification de la Stabilité:

✓ Vérification de la stabilité au glissement:

Données:

Les forces stabilisantes: $R_v = \Sigma F_v = W_T + S + R = 453 \text{ KN}$

- Poids total: $W_T = 149 \text{ KN}$
- La surcharge sur le talon de la semelle: $S = 10 \times 2.4 \times 1 \text{ ml} = 24 \text{ KN}$

- La charge du remblai sur le talon de la semelle: $R=18 \times 6.5 \times 2.4 \times 1\text{ml} = 280.8 \text{ KN}$

Les forces motrices: $R_h = \Sigma F_h = 147.52 \text{ KN}$

$$F_1 = 17.55 \text{ KN}$$

$$F_2 = 103.05 \text{ KN}$$

$$F_3 = 1.56 \text{ KN}$$

$$F_4 = 25.36 \text{ KN}$$

$$\tan\varphi(35) = 0.7$$

$$\underline{F_s} = \frac{453.1 \times 0.7}{147.52} = \mathbf{3.07} > 2 \quad \text{CV}$$

- ✓ Vérification de la stabilité au renversement:

Les moments renversants:

$$M_R = [17.55 \times ((6.5/2) + 0.8)] + [103.05 \times ((6.5/3) + 0.8)] + [1.56 \times (0.8/3)] + [25.36 \times (0.8/2)] = 387.69 \text{ kN.m}$$

Les moments stabilisants:

$$M_S = [84 \times ((0.4/2) + 1.4)] + [73 \times (4.2/2)] + [10 \times (4.2 - (2.4/2))] + [(18 \times 6.5 \times 2.4 \times 1\text{ml}) \times (4.2 - (2.4/2))] = 1160.1 \text{ kN.m}$$

$$F_s = \frac{1160.1}{387.69} = \mathbf{2.99} > 1.5 \quad \text{CV}$$

- ✓ Vérification de la stabilité au poinçonnement:

$$\Sigma \text{Résul} = \Sigma M (\text{stabilisant}) - \Sigma M (\text{renversant}) = M_o$$

Calcul de M_o : $M_o = 1160.1 - 387.69 = 772.41 \text{ kN.m}$

Calcul de e_0 : $e_0 = \frac{772.41}{387.69} = 1.99 \text{ m}$

Calcul de e_c : $e_c = \frac{4.2}{2} - 1.99 = 0.11 \text{ m}$

✓ Répartition Trapézoïdal: $0 < e < B/6$:

$$\sigma_{\max} = \frac{387.69}{4.2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{4.2}\right) = 106.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{387.69}{4.2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.11}{4.2}\right) = 77.80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{(3 \times 106.81) + 77.8}{4} = 99.55 < 180 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

Tableau 6: Résultat de stabilité des murs

MUR	Remblai	Vérification de Stabilité			Condition de stabilité
		Au glissement > 2	Au renversement > 1.5	Au poinçonnement $< 180 \text{ KN}$	
HAUTEUR	Angle de frottement				
7.3	35°	3.07	2.99	99.55	Vérifier

6. Calcul du ferrailage:

Ferrailage du mur en flexion simple:

Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles.

$$A = 2.4 \text{ m}$$

$$\mu_r = 0.392$$

$$C = 0.4 \text{ m} \quad B = 4.2 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = F_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPA}$$

$$F_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15$$

A : patin de la semelle

B : la largeur de la semelle

C : surface de liaison entre la semelle et le voile

Longueur de la console (D):

$$D = A + C/2 = 2.4 + 0.4/2 = 2.6 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{\max} - \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot D}{B} = \sigma_{\max} - \frac{(106.81 - 77.80) \times 2.2}{4.2} = 91.61 \text{ KPA}$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_d) \times D}{2} = \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_d) \times 2.2}{2} = 16.72 \text{ KN}$$

Le bras de levier (d):

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \times D}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \times 2.2}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = 1.13 \text{ m}$$

Le moment (M):

$$M=R \times d = 16.72 \times 1.13 = 18.89 \text{ KN.m}$$

Section du patin:

$$d' = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.8 = 0.72 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01889}{1 \times (0.72)^2 \times 14.2} = 0,03$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,03)}) = 0.038$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times [1 - (0.4 \times 0.038)] = 0.71 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.018}{0.71 \times 347.89} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.72 \times 2.1}{400} = 8.69 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 6T14$$

Ferraillage de répartition : 25%. $A_s = 2,31 \text{ cm}^2$

$A_s : 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{min} > A_s$ donc on Adopte 6T14 pour ferrailée la semelle.

Choix des Barres:

- Pour la nappe inférieure on prend: 6T14/ml \Rightarrow espacement 16 cm.
- Pour la nappe supérieure le ferraillage doit être un ferraillage de répartition, mais vue que l'autre coté de la semelle va être tendue on prévoit la même nuance d'armature: 6T14/ml espacement \Rightarrow 16 cm.

Ferraillage du rideau:

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle.

Calcul des forces de poussées pour 1 ml de largeur:

$$F1 = 17.55 \text{ KN}$$

$$F2 = 103.05 \text{ KN}$$

Point d'application de ces poussées:

$$X_1 = \frac{H}{2} = \frac{6.5}{2} = 3.25 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{H}{3} = \frac{6.5}{3} = 2.16 \text{ m}$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferraillage M est calculé comme suit:

$$M = F1 \times X1 + F2 \times X2 = (17.55 \times 3.25) + (103.05 \times 2.16) = 279.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.27962}{1 \times (0.72)^2 \times 14.2} = 0,0379$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,0379)}) = 0.048$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.048) = 0.70 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.27962}{0.65 \times 347.89} = 11.48 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 6\text{T}16$$

Choix des Barres:

Pour le coté intérieur on prend: 6T16/ml \Rightarrow espacement 16cm. Armatures horizontales

Pour le coté extérieur on prend un ferraillage de répartition, puisque il va être comprimé on prend 6T12 \Rightarrow espacement 16 cm. Armatures horizontales

Tableau 7: Férrallaige de la semelle et du voile

Hauteur (m)	Ferraillage			
	Semelle		Voile	
	Nappe supérieure	Nappe Inférieure	Avant	Arrière
7,3	6T14/ml	6T14/ml	6T16/ml	6T12/ml

7. Calcul par le logiciel sap2000

a. Introduction

La programmation pour l'ingénieur de génie civil c'est comme les mathématiques pour toutes les sciences. Les formules de calcul sont très compliquée pour un travail manuel qui prend beaucoup de temps et provoque le risque de faire des erreurs. Alors pour éviter les erreurs et gagnée du temps il existe des programmes qui prend on charge tous les calculs complexes.

b. SAP2000

Description

Le Sap2000 (Structural Analysis Program) est un logiciel de calcul des efforts internes. Il est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse des ouvrages tels que les murs de soutènements.

Comme première étape de la modélisation on introduit la géométrie de l'ouvrage avec les conditions aux limites.

Deuxième étape Définition et affectation des matériaux et les sections dans les éléments modélisée

Troisième étape définition et affectation des charge

Quatrième étape exécution du modèle

Cinquième étape exploitation des résultats obtenu

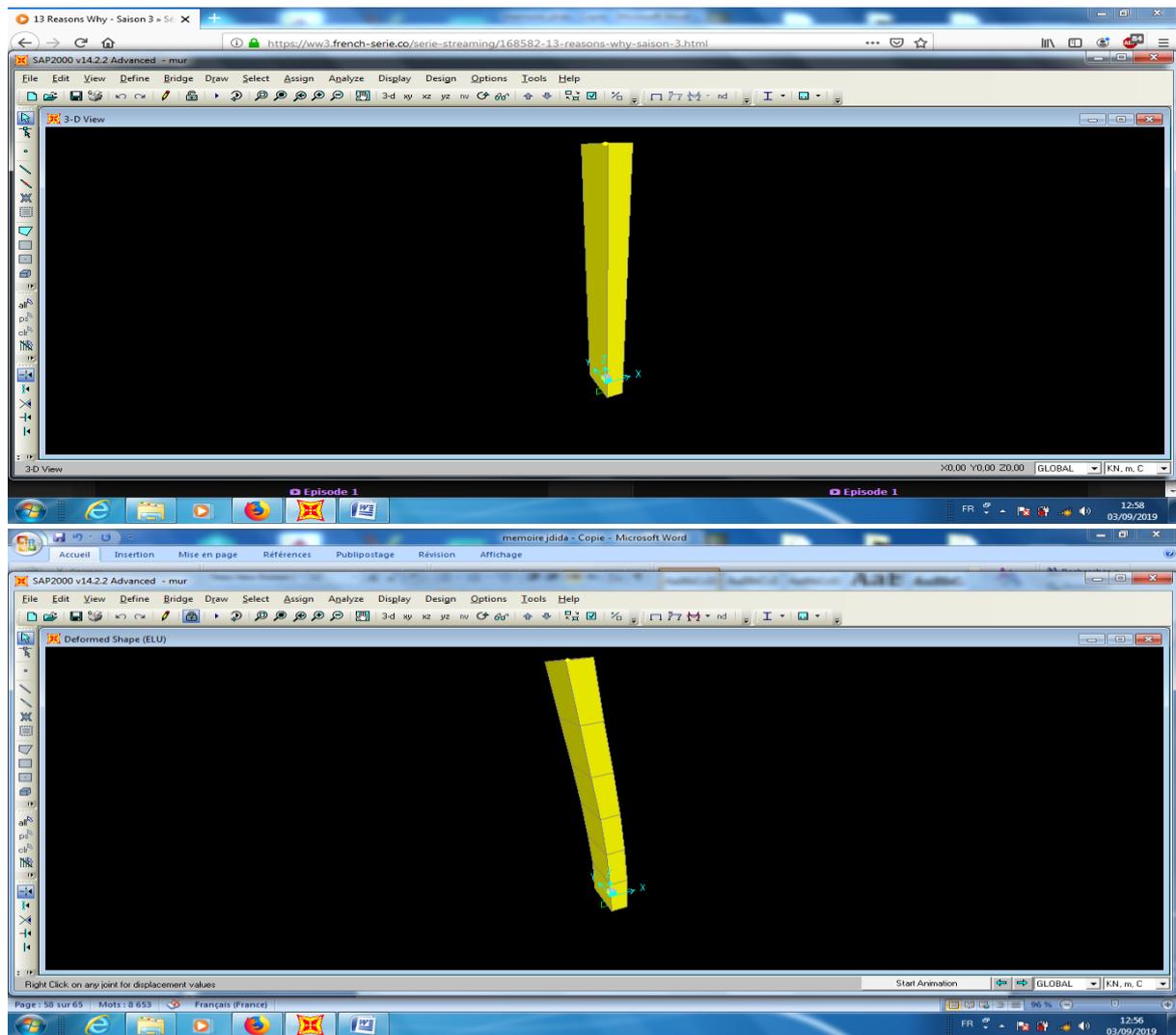


Figure 30: Modèle après exécution

Résultats obtenus :

Effort normal : -87.75 KN

Effort tranchant : -197.97 KN

Moment fléchissant : -485.98 KN/m

Calcul du ferrailage avec flexion composé :

$$M_u = -0.485 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$N_u = -0,087 \text{ MN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.485}{0,087}$$

$$e = 5,75 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,066 \text{ m}$$

→ Section partiellement comprimée

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 5,75 + \left(0,36 - \frac{0,4}{2}\right)$$

$$e_a = 5,91 \text{ m}$$

$$Ma = e_a \times Nu = 5,91 \times 0,087$$

$$Ma = 0.514 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.514}{1 \times (0.36)^2 \times 14.2}$$

$$\mu_u = 0,279 \quad (\mu_u = 0,279 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} \pm Nu \right) \quad \begin{array}{l} + \text{ pour la traction} \\ - \text{ pour la compression} \end{array}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.279})$$

$$\alpha = 0.42$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.42)$$

$$Z = 0.3 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{347.89} \left(\frac{0.514}{0.3} - 0.087 \right)$$

$$A_1 = 46.75 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage** : 48.25 cm² 16T20 → ferrailage par 1ml

Calcul des armatures transversales :

a) Vérification du cisaillement :

$$T_{\max} = 197.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{0.197}{1 \times 0.36}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ pour des fissuration préjudiciables}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ MPa}$ on peut prévoir des armatures d'âme droites

b) Détermination des armatures transversales droites :

$$\varnothing_t \leq \min (\varnothing_l \max/3)$$

$$\varnothing_t \leq \min (10.66 \text{ mm})$$

$$\varnothing_t = \varnothing_{12}$$

c) Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq (h/4 ; 12 \varnothing_t \text{ min} ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq (10 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courant : $S_t \leq h/2$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

8. Interprétation des résultats:

En comparant les deux résultats obtenu par le calcul manuel ainsi que les résultats obtenu par le logiciel **SAP2000** on remarque qu'il ya une différence dans le ferrailage obtenu cela est lié à l'introduction de combinaison dont l'ELU et des nombreux paramètres pris en compte par le logiciel comme le poids propre.

9. Conclusion:

Après avoir testé deux méthodes de calcul différentes on remarque que le calcul par logiciel est ce qui se fait le mieux car cela évite de nombreux itérations qui peuvent parfois être très longue. Il est aussi très rapide donc le gain de temps est loin d'être négligeable et pour finir il prend en considération toutes les éventualités.

Chapitre V

FONDATIONS

1. Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci, le poids de l'édifice, les surcharges normales et accidentelles appliquées sur la construction.

Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure.

2. Interprétation de l'étude géotechnique

Suite aux essais in-situ et en laboratoire, dans le cadre de l'ouvrage il ressort ce qui suit:

Nature des sols rencontrés (analyse de 03 sondages carottés de 20 m de profondeurs):

- 0,00 m a 6,50 m: argile plus ou moins sableuse marron à verdâtre
- 6,50 m a 15,50 m: marne marron renfermant des fragments de grés compacts
- 15,50 m a 20,00 m: Grés rougeâtre compact dur

Le laboratoire a estimé une contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 1,80 \text{ bar}$.

3. Mode de pieux

Suite à la campagne géotechnique et compte tenu des valeurs des résultats des essais in-situ et en laboratoire obtenues il serait approprié d'adopter le type de fondation suivant : des fondations profondes avec 4 pieux.

4. Dimensions des pieux

On a considéré une largeur de 1,2 m et une longueur de 11 m afin de réduire les tassements différentiels.

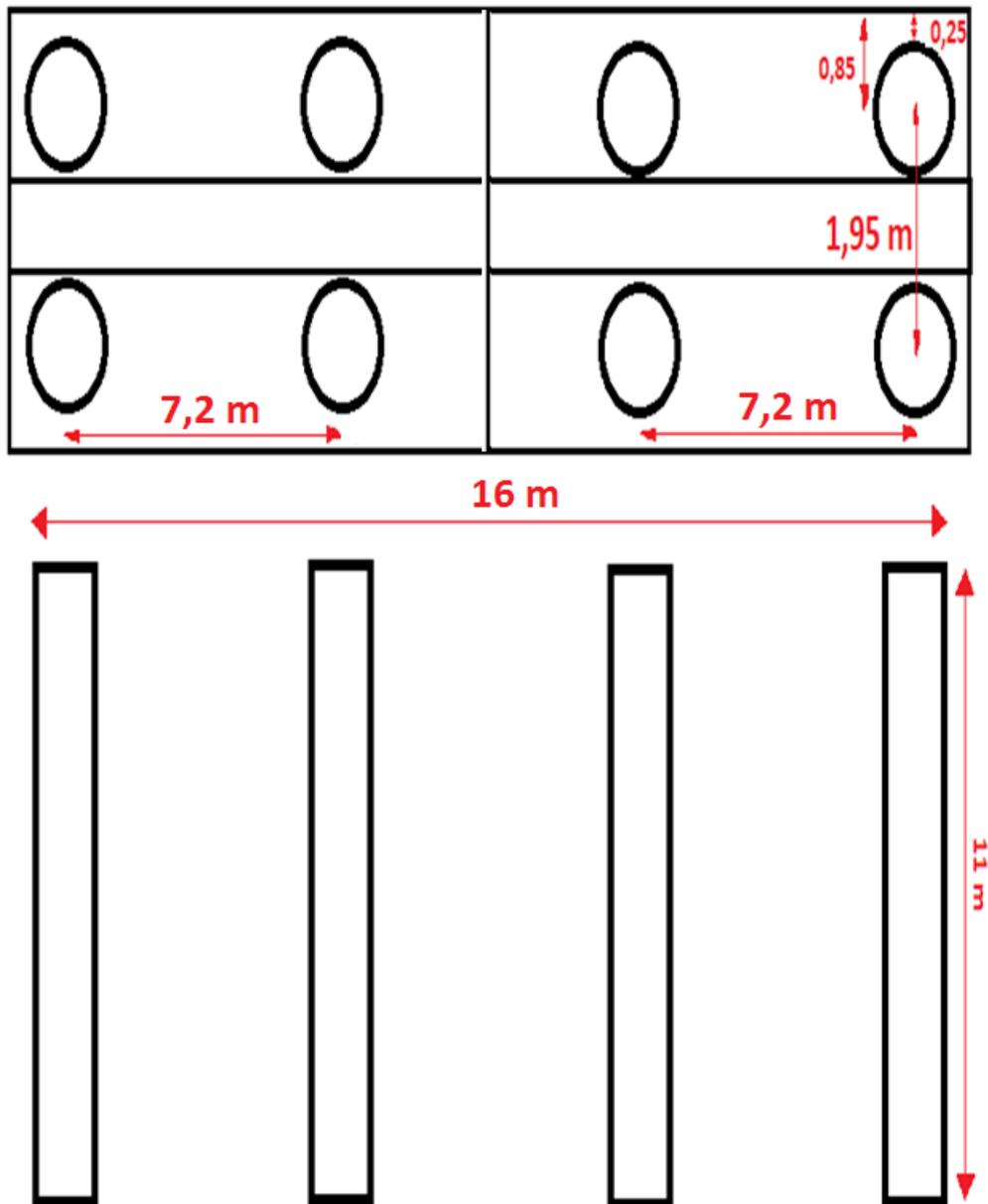


Figure 31: Schématisation d'une vue en plan des pieux

5. Ferrailage des semelles

Caractéristiques:

- Les données:
La résistance caractéristique du béton à la compression $f_{c28} = 25$ MPa
Acier à hautes adhérences (HA) $f_e = 400$ MPa
Fissuration préjudiciable
- Les hypothèses:

La contrainte de compression de béton:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction des armatures:

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28})$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6} \times 2,1)$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N'_{ad} = \frac{Q \times l_t \times \sqrt{2}}{8 \times h} \times \left(1 - \frac{a}{2 \times l_t}\right)$$

N'_{ad} :

Q: La charge appliqué sur les pieux (296 t /pieux)

l_t : distance transversal entre axe des pieux

h : hauteur de la semelle.

a : largeur du mur de soutènement

θ : l'angle d'inclinaison des bielles

$$\text{Pour } \theta=45 \rightarrow h = 0,71 \left(l_t - \frac{a}{2}\right)$$

$$\text{Pour } \theta=55 \rightarrow h = l_t - \frac{a}{2}$$

Pour notre cas $\theta=45$

$$h = 0,71 \left(l_t - \frac{a}{2}\right)$$

$$h = 0,71 \left(1,95 - \frac{0,4}{2}\right)$$

$$h = 1,24 \text{ m}$$

$$h_t = h + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = 1,24 + 0,05$$

$$h_t = 1,29 \text{ m}$$

$$N'_{ad} = \frac{Q \times l_t \times \sqrt{2}}{8 \times h} \times \left(1 - \frac{a}{2 \times l_t}\right)$$

$$N'_{ad} = \frac{2,96 \times 1,95 \times \sqrt{2}}{8 \times 1,29} \times \left(1 - \frac{0,4}{2 \times 1,95}\right)$$

$$N'_{ad} = 0,71 \text{ MN}$$

$$N'_{ac} = \frac{N'_{ad}}{\sqrt{2}}$$

$$N'_{ac} = \frac{Q \times l_t}{8 \times h} \times \left(1 - \frac{a}{2 \times l_t}\right)$$

$$N'_{ac} = 0,502 \text{ MN}$$

➤ Système d'armatures mixtes:

Cotes +quadriages:

$$0,75Q < Q' < 0,85Q$$

$$0.75 * 0.296 < Q' < 0.85 * 0.296$$

$$0.222 < Q' < 0.251$$

On prend $Q' = 0.25 \text{ MN}$

$$N'_{ac} = \frac{Q' \times lt}{8 \times h} \times \left(1 - \frac{a}{2 \times lt}\right)$$

$$N'_{ac} = \frac{2.5 \times 1.95}{8 \times 1.29} \times \left(1 - \frac{0.4}{2 \times 1.95}\right)$$

$$N'_{ac} = 0.424 \text{ MN}$$

$$A'_{ac} = \frac{N'_{ac}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_{ac} = \frac{0.424}{347.83}$$

$$A'_{ac} = 12.189 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A'_{ac} = 12.189 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage 8HA16 = 16.08 cm²**

$$N'_{ad} = \frac{2.4 \times (Q - Q') \times lt \times \sqrt{2}}{8 \times h} \times \left(1 - \frac{a}{2 \times lt}\right)$$

$$N'_{ad} = \frac{2.4 \times (2.96 - 2.5) \times 1.95 \times \sqrt{2}}{8 \times 1.29} \times \left(1 - \frac{0.4}{2 \times 1.95}\right)$$

$$N'_{ad} = 0.265 \text{ MN}$$

$$A'_{ad} = \frac{N'_{ad}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_{ad} = \frac{0.265}{347.83}$$

$$A'_{ad} = 7.618 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A'_{ad} = 7.618 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage 6HA16 = 12.06 cm²**

➤ **Vérification des contraintes:**

❖ Au niveau des collets:

$$\sigma'_b = \frac{Q}{a \sin^2 \theta} \leq 0.9 f_{c28}$$

$$\sigma'_b = \frac{2.96}{0.4 \sin^2 0.45} \leq 0.9 * 25$$

$$\sigma'_b = 17.544 \text{ MPA} < 22.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

❖ Au niveau des pieux:

$$\sigma'_b = \frac{Q}{4a \sin^2 \theta} \leq 0.9 f_{c28}$$

$$\sigma'_b = \frac{2.96}{4 * 0.4 \sin^2 0.45} \leq 0.9 * 25$$

$$\sigma'_b = 4.386 \text{ MPA} < 22.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

6. Calcul de la portance des pieux

On calcule la force portante du pieu par la formule suivante :

$$Q_l = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

Q_l = force portante limite

Q_p = force portante de pointe

Q_f = force portante de frottement latéral

Les données suivant la couche inferieures :

$$\omega = 30^\circ ; \gamma = 1.9 \text{ t/m}^3 ; D = 1.2 \text{ m}$$

- **Terme de pointe**

$$Q_p = \frac{\pi D^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_{i+1,3} \cdot C_{Nc})$$

h_i = la hauteur de la couche

C = la cohésion (3.5)

$$\text{Pour } \omega = 30^\circ \text{ on a } \begin{cases} N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi + \omega}{4} \right) e^{\pi \text{tg} \omega} = 18.4 \\ N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \omega} = 30.14 \end{cases}$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 1.2^2}{4} (18.4 \cdot (1.8 \cdot 9 + 1.9 \cdot 2) + 1.3 \cdot 3.5 \cdot 30.14)$$

$$Q_p = 571.01 \text{ t}$$

- **Frottement latéral :**

$$Q_f = \pi D (H - h_c) C_a + k_a \cdot \pi \cdot D \cdot \frac{\gamma}{2} (H - h_c)^2 \cdot \text{tg} \omega'$$

$$h_c = \frac{D}{4} \cdot (N_q)^{2/3}$$

$$h_c = 2.1$$

➤ **Couche 1 :**

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \\ \omega = 35^\circ \\ C = 4.1 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \omega' = 2/3 \quad \omega = 23.33$$

$$C_a = aC$$

$$\text{Avec } a = \text{coefficient d'adhérence } \begin{cases} a = 0.8 \text{ si } C < 5 \text{ t/m}^2 \\ a = 0.85 \text{ si } C > 5 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_{f1} = \pi \cdot 1.2 \cdot 9 \cdot 0.8 \cdot 4.1 + 0.271 \cdot \pi \cdot 1.2 \cdot \frac{1.8}{2} \cdot 9^2 \cdot \text{tg} 23.33$$

$$Q_{f1} = 143.41 \text{ t}$$

➤ **Couche 2 :**

➤ Avec $\begin{cases} \gamma = 1.9 \text{ t/m}^3 \\ \omega = 30^\circ \\ C = 3.5 \end{cases}$

Avec $\phi' = 2/3$ $\phi = 20$

$C_a = aC$

Avec $a =$ coefficient d'adhérence $\begin{cases} a = 0.8 \text{ si } C < 5t/m^2 \\ a = 0.85 \text{ si } C > 5t/m^2 \end{cases}$

$$Q_{f2} = \pi * 1.2 * (4.5 - 2.1) * 0.8 * 3.5 + 0.333 * \pi * 1.2 * \frac{1.9}{2} * (4.5 - 2.1)^2 * \text{tg}20$$

$$Q_{f2} = 27.84 \text{ t}$$

Donc le frottement latéral total est :

$$Q_f = 143.41 + 27.84$$

$$Q_f = 171.25 \text{ t}$$

$$Q_l = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3}$$

$$Q_l = \frac{571.01}{2} + \frac{171.25}{3}$$

$$Q_l = 342.60 \text{ t}$$

Verification :

$$PP + N < Q_l$$

PP = Poids propre du pieu est :

$$PP = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \cdot \gamma_b$$

$$PP = \frac{\pi * 1.2^2}{4} * 11 * 2.5$$

$$PP = 31.1 \text{ t}$$

$$87.75 + 31.1 = 118.85 \text{ t} < 342.60 \text{ t} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage des pieux :

nous avons les données suivantes à partir de la modélisation du pieu :

$$M = 254.50 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort normal } N_p = \frac{N_{mur}}{\text{nombre de pieux}}$$

$$N = 87.75 / 4 = 21.93 \text{ t}$$

Pour le calcul du ferraillage on utilise le logiciel SOCOTEC :

$$A = 78.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T32 = 80.42 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte le minimum du RPA :

$$A_{\min} = 0.9\% S$$

$A_{\min} = 101.73 \text{ cm}^2$

On adopte un ferrailage de 108 cm^2 (22T 25)

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de (HA12) avec un espacement de :

20cm → zone courante

10cm → zone nodal

7. Conclusion

Les pieux comme chaque autre élément dans la construction ont leurs ferrailages et leurs vérifications. Une fois qu'on a calculé le ferrailage, il est impératif de faire les vérifications nécessaires. Dans notre cas on remarque que les contraintes au niveau des collets et des pieux ne dépassent pas la contrainte limite et donc les exigences sont assurées par le type de pieux et de ferrailages choisis.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Notre projet présent nous a permis d'élargir et approfondir nos connaissances en ce qui concerne:

Les Calcul de fondation, calcule de stabilité de murs de soutènements et l'utilité de la méthode des éléments finis dans le génie civil.

En deuxième lieu, cela nous a permis de faire une modélisation de l'ouvrage et d'analyser son comportement Vis-à-vis des chargements au moyen du Logiciel SAP2000.

Ensuite on a pu comprendre que les résultats de chaque méthodes diffère que sa soit pour un calcule manuel ou le calcule logiciel chacun ayant ses avantage, on peut être plus économique avec un calcule manuel en prenant le ferrailage minimal alors que le calcule logiciel peut s'avérai plus rapide en comparaison.

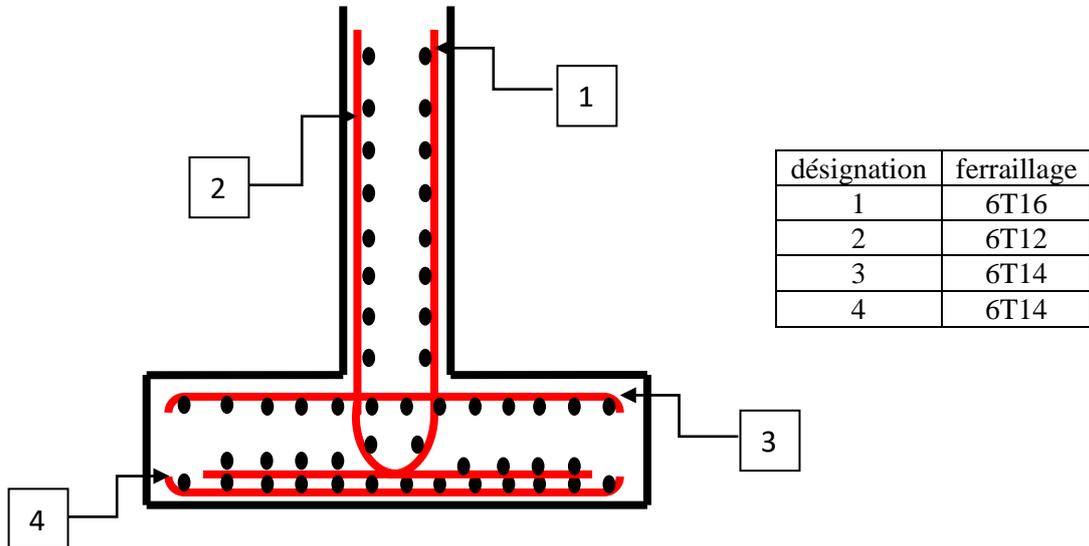
Et enfin nous espérons avoir fait de notre mieux et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assigné au départ et quelle sera bénéfique pour tous les étudiants.

Bibliographie

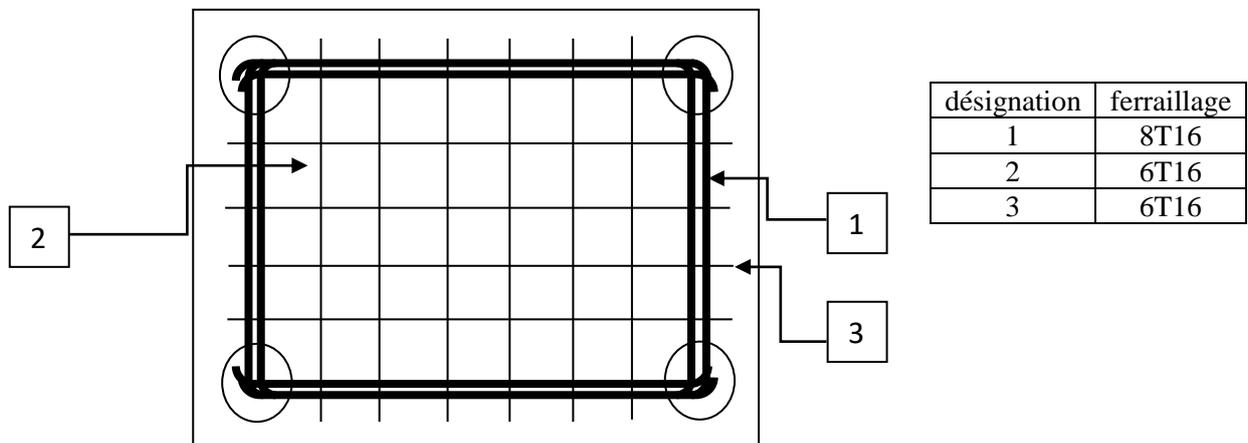
- [1] **BAZIZ karim** : thèse de magistère « effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement, Université Mouloud MAMMERI (Tizi Ouzou)
- [2] **BOUZIDI Mohamed Amin** : Mémoire de fin d'étude □ Stabilité de talus sur remblais □ Université de A.M BEJAIA (2010).
- [3] **CASSAN M (1978)** : Essai in-situ en Mécanique des sols tome II application et méthode de calcul édition Eyrolles.
- [4] **SHUMSHER Prakach** : Soil dynamics edition McGraw-hill Book Company **PLUMELLE.C** : Cours de fondations profondes C.N.A.M- géotechnique B1/B6 2004-2005.
- [5] **FEMA-365**, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., **2000**.
- [6] **FEMA-440**, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Federal Emergency Management Agency Report. Redwood City, CA, 2005.
- [7] **Belazouz.L**, "Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structure" Mémoire de Magister, Université de Tizi-Ouzou, **2012**
- [8] **Hachi.S**, "Effet de l'incertitude dans les paramètres mécanique et dynamique sur la performance et le coefficient de comportement global des structure" Mémoire de Master Académique, Université de Djelfa **2016**.

Annexes

Ferraillages double armature du voile et la semelle :



Cote +quadrillages :



ferrailage du pieu

