

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



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa

Faculté de technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Géotechnique

THEME

Etude d'un mur de soutènement en B.A sur pieux

Ouvrage intégré dans le projet d'évitement de la ville de Kherrata
(viaduc de 600 ML)

Préparé par :
LARBI PACHA Samir
MALLA Nassim

Encadré par :
M^{ELLE} BOUAYAD.D

Examineurs :

M^R BECHEUR.A
M^R SADAOULO

Promotion 2011/2012

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également :

-M^{elle} BOUAYAD DJ notre encadreur pour sa patience et sa coopération le long de cette période.

- Tous les enseignants de département de génie civil sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Nos remerciements s'adressent, aussi, aux membres du jury qui ont accepté de juger notre travail.

Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et nous ont soutenus.

Samir & Nassim

Liste des figures

<i>CHAPITRE I</i>	P
Figure I.1 : Les différents éléments d'un mur de soutènement.....	1
Figure I.2 : Les différents type des murs gravitaires ou murs poids.....	2
Figure I.3 : mur en T renversé classique	4
Figure I.4 : Mur en T renversé.....	4
Figure I.5 : Diverses dispositions des bèches.....	5
Figure I.6 : Mur avec contreforts.....	5
Figure I.7 : Divers murs de soutènement en béton armé.....	6
Figure I.8 : Coin de Coulomb.....	7
Figure I.9 : Théorie de Coulomb. Etat actif.....	7
Figure I.10 : Diagramme de poussée sans surcharge.....	9
Figure I.11 : Diagramme de poussée avec surcharge.....	10
Figure I.12 : Dimensions usuelles d'un mur voile.....	12
Figure I.13 : Forces agissants sur le mur.....	13
Figure I.14 : Cas Renversement du mur.....	14
Figure I.15 : Cas du Glissement.....	15
Figure I.16 : réaction du sol sous un mur de soutènement.....	16
Figure I.17 : Sections de calcul pour le ferrailage.....	17
Figure I.18 : Ferrailage de principe.....	18
Figure I.19 : Précaution-drainage.....	18
Figure I.20 : Précaution-gel.....	19
Figure I.21 : Précaution-compactage.....	20
 <i>CHAPITRE II</i>	
Figure II.1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	21
Figure II.2 : classification des pieux.....	22
Figure II.3 : pieux battu moulé.....	23
Figure II.4 : Profilés métalliques battus.....	24
Figure II.5 : Pieu foré à la boue.....	25
Figure II.6 : mode de travail du pieu sous charge verticale.....	26
Figure II.7 : Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée.....	27
Figure II.8 : Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée.....	28

Figure II.9 : Courbe de chargement axial d'un pieu.....	29
Figure II.10 : Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu.....	30
Figure II.11 : schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation.....	32
Figure II.12 : Définition de l'encastrement équivalent.....	33
Figure II.13 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre.....	33
Figure II.14 : Valeurs du frottement latéral unitaire.....	36
Figure II.15 : Déplacement d'un pieu sous charge latérale.....	38
Figure II.16 : La zone compressible est influencée par l'effet radié du groupe de pieux.....	41

CHAPITRE III

Figure III.1 : Principe d'Aménagement (vue en plan).....	46
---	----

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Types de fondations superficielles.....	58
Figure IV.2 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul.....	61
Figure IV.3 : Angle β pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus.....	61
Figure IV.4 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal.....	62
Figure IV.5 : coupe sur le sol sous la fondation (SP1).....	63
Figure IV.6 : coupe sur le sol sous la fondation (SP2).....	65
Figure IV.7 : coupe sur le sol sous la fondation (SP3).....	66
Figure IV.8 : la disposition linéaire des pieux sous la semelle.....	73
Figure IV.9 : La disposition rectangulaire des pieux sous la semelle.....	74
Figure IV.10 : La disposition en quinconce des pieux sous la semelle.....	74

CHAPITRE V

Figure V.1 : coupe transversale du mur.....	76
Figure V.2 : Dimensions du mur en B.A sur pieux.....	77
Figure V.3 : Ancrage recommandé	78
Figure V.4 : Données géométriques du mur.....	79
Figure V.5 : Bilan des forces.....	80
Figure V.6 : Bilan des forces.....	81

Figure V.7 : Répartition des contraintes sur la semelle.....	84
Figure V.8 : Disposition des pieux sous la semelle.....	85
Figure V.9 : bilan des forces verticales et horizontales.....	88
Figure V.10 : la surface comprimée.....	90
Figure V.11 : Distribution des contraintes sous la fondation.....	90

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Exemple de problème en déformations plane.....	95
Figure VI.2 : Implantation des pieux en plan (Position alternée).....	98
Figure VI.3 : conditions aux limites.....	99
Figure VI.4 : maillage du modèle.....	100
Figure VI.5 : Maillage déformé.....	100
Figure VI.6 : Déplacement Horizontaux.....	102
Figure VI.7 : Déplacement verticaux.....	102
Figure VI.8 : Déformations globales du modèle.....	103
Figure VI.9 : Concentration des points plastiques au niveau du modèle.....	103

Liste des tableaux

	P
Tableau I.1 : valeurs de δ en fonction de φ	8
Tableau I.2 : Coefficient d'accélération de zone.....	11
Tableau I.3 : Combinaisons de charges.....	17
Tableau II.1 : définition des catégories conventionnelles de sols.....	34
Tableau II.2 : Valeurs du facteur de portance K_p	35
Tableau II.3 : Choix de la courbe de frottement latéral	37
Tableau I.1 : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage.....	50
Tableau I.3 : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°3.....	51
Tableau I-4 : Masse volumique apparente.....	52
Tableau IV-5 : Teneur en eau naturelle.....	52
Tableau IV-6 : résultats des essais de résistance à la compression R_c	53
Tableau I-7 : résultats de l'analyse chimique.....	54
Tableau I.8 : coefficient rhéologique du sol.....	55
Tableau I-9 : Récapitulation des différentes valeurs des modules d'élasticité E_s	56

Tableau I-10 : les différentes caractéristiques des couches du sol.....	56
Tableau IV.1 : Les valeurs de K_p	59
Tableau IV.2 : valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°1.....	62
Tableau IV.3 : valeurs des pressions limites nettes du sondage N°2.....	64
Tableau IV.4 : valeurs des pressions limites nettes du sondage N°3.....	65
Tableau IV.6 : Résultats du calcul de Q_{ad}	69
Tableau IV.8 : Résultats du calcul de Q_{ad}	73
Tableau de ferrailage	92
Tableau VI.1 : Caractéristiques mécanique des couches du sol.....	98
Tableau VI.1 : Caractéristiques des éléments de la structure.....	98

Liste des symboles

W: poids propre du massif de sol.

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

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

H : la hauteur du mur

γ : Le poids volumique des terres,

ϕ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion,

δ : Angle de frottement sur le mur,

β : Angle du talus avec l'horizontal.

 : Résultante de la poussée des terres sur le parement (horizontal ou incliné),

 : Composante horizontale de ,

 : Composante verticale de ,

W : Poids propre du mur (vertical),

 : Poids vertical des terres associés au mur (cas des murs profilés),

R : Résultante de réaction du sol sur le mur,

q: Surcharge éventuelle

 : Moment stabilisateur,

 : Moment de renversement,

 : Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement pris généralement supérieur ou égal à 1,5.

C: la cohésion du sol sous la fondation.

 : Surface latéral du pieu.

 : La section de la pointe.

 : charge de fluage.

ΔP : palier de pression appliquée à la sonde.

ΔV : augmentation de volume de la sonde.

K : constante liée a la géométrie de la sonde (homogène à un volume).

b : $\min \{a, h\}$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

* : Pression limite nette mesurée (* = $P_1 - P_0$).

A : section de pointe,

* : pression limite nette équivalente

: facteur de portance

h : la partie où s'exerce le frottement latéral

P : le périmètre du pieu;

q_s : le frottement latéral unitaire limite

N₀: Charge verticale poids du massif compris

T₀: Effort horizontal.

M₀: Moment de renversement

b :le diamètre du pieu

I : Inertie de la section

E_p : Module d'élasticité du matériau du pieu

E : Valeur du module d'élasticité en t/m².

S : Surface de la fondation en m².

: Coefficient sans dimension dépendant de la surface du sol que l'on peut prendre en première approximation égal à 0,40.

E_m : Module pressiométrique.

P_f : Pression de fluage.

P_l : Pression limite.

P_s, poids des particules solides

V_t: volume total

P_w : poids de l'eau

P_s, poids des particules solides

: Module d'élasticité du sol.

: Module œnométrique du sol.

: Module du poisson.

γ_i: poids volumique du sol.

* : Pression limite équivalente.

K_p : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.

q: la surcharge sur les remblais.

: poussée des terres.

: poussée due à la surcharge.

γ : poids volumique du sol de remblai.

ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

K_h: Coefficient sismique horizontal.

k_v : Coefficient sismique vertical.

A : coefficient d'accélération de zone.

E : module d'élasticité de Young,

ν : coefficient de Poisson

C : cohésion du sol,

Φ : angle de frottement du sol

Ψ : angle de dilatance du sol.

K₀ : coefficient des poussée des terres au repos.

K_a : coefficient des poussée des terres actif.

Liste des abréviations

LTPE : laboratoire des travaux public Est.

MEF : méthode des éléments finis.

RN : route nationale

2D : deux dimensions

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Soutènement en béton armé -Bibliographie-

	P
I-1/ Introduction.....	1
I-2/ Différents types des murs en B.A.....	1
I-2-1/ Murs gravitaires ou mur poids.....	2
I-2-2/ Murs en béton armé.....	2
I-2-1-1/ Murs en T renverse classique.....	3
I-2-2-2/ Murs à contreforts	5
I-2-2-3/ Murs divers	6
I-3/ Poussée sur les murs en béton armé	6
I-3-1/ Méthode de Coulomb	6
I-3-2/ Principe de calcul.....	8
I-3-2-1/ Cas sans surcharge	9
I-3-2-2/ Cas avec surcharge uniforme.....	10
I-3-3/ Cas des poussées dynamiques	11
I-4/ Predimensionnement	12
I-5/ Stabilité des murs de soutènement.....	13
I-5-1/ Principe de calcul	13
I-5-2/ Forces agissantes sur le mur.....	13
I-5-3/ Vérification de la stabilité des murs de soutènement.....	14
I-5-3-1/ Stabilité vis-avis du renversement	14
I-5-3-2/ Stabilité vis-avis du glissement.....	14
I-5-3-3/ Stabilité du sol de fondation	15
I-5-4/ Combinaisons à prendre en charge	16
I-5-5/ Sections de calcul pour la stabilité interne.....	17
I-5-6/ Ferrailage de principe.....	18
I-6/ Précautions	18
I-6-1/Précautions-Drainage et gel.....	18
I-6-2/Précautions-Compactage	19
I-7/ Conclusion.....	20

Chapitre II : les fondations sur pieux -Bibliographie-

II-1/Introduction	21
II-2/Classification des pieux.....	22
II-2-1/Pieux refoulant le sol à la mise en place.....	23
II-2-2/Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	24
II-3/Mode de travail d'un pieu	25
II-4-Les Actions sur les pieux	26
II-4-1/Actions permanentes G.....	26
II-4-2/Actions dues à l'eau	27
II-4-3/Poussées latérales	27
II-4-4/Frottement négatif	27
II-4-5/Actions variables	28
II-4-6/Actions accidentelles	28
II-5/Pieu isolé sous charge verticale	28
II-5-1/Comportement d'un pieu sous charge verticale	28
II-5-2/Résistance limite de pointe.....	29
II-5-3/Mobilisation du frottement latéral	30
II-5-4/Charge de fluage.....	31

II-6/Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique	31
II-6-1/Principe d'essai au pressiomètre de Ménard.....	31
II-6-2/Charge limite de pointe Q_p	32
II-6-3/ Charge limite de frottement latéral Q_s	35
II-6-4/Charge limite Q_l totale.....	38
II-7-/Pieu soumis en tête a une charge latérale	38
II-7-1/Méthode de calcul	38
II-8/ Les groupes des pieux.....	41
II-8-1/ Les causes de l'effet de groupe.....	42
II-8-2/Effet de groupe sur la capacité portante.....	42
II-9/ Conclusion.....	43

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et étude géotechnique.

III-1/Introduction	44
III-2/ Présentation de projet	44
III-2-1/ Localisation de site de projet	44
III-2-2/ Situation géographique et topographie.....	45
III-2-2-1/ Contexte géologique local.....	46
III-2-2-2/ Contexte hydrologique et hydrogéologique régionale.....	46
III-2-2-3/ Données sismologiques.....	47
III-2-2-4/ Données géotechniques.....	47
III-3/Reconnaissance géotechnique.....	47
III-3-1/ Organisation de la reconnaissance.....	47
III-3-2/ Résultats des sondages	48
III-3-2-1/ Interprétation des résultats de sondage.....	48
III-3-3/ Présentation des résultats du sondage pressiométrique.....	49
III-3-3-1/ Les Caractéristiques pressiométrique.....	49
III-3-4/ Essais de Laboratoire.....	51
III-3-4-1/ Programme des essais de laboratoire.....	51
III-3-4-2/ Résultats des essais physico mécaniques	52
III-3-4-3/ Analyses chimiques	53
III-3-4-4/ Résultats des essais chimiques.....	54
III-3-5/ Détermination des caractéristiques du sol à partir des essais in situ.....	54
III-3-5-1/ Calcul du module de déformation () a partir des essais in situ	54
III-3-5-2/ Autres caractéristiques des couches du sol	56
III-4/ Conclusion.....	57

Chapitre IV : Etude des fondations.

IV-1/ Introduction.....	58
IV -2/ Capacité portante d'un sol.....	58
IV-3/ Différents types de fondations.....	58
IV-3-1/ Fondations superficielles.....	59
IV-3-1-1/ Calcul de la capacité portante à partir du l'essai pressiométrique.....	59
IV-3-1-2/ Influence d'une charge verticale sur une fondation a proximité d'un talus.....	60
IV-3-1-3/Calcul de la capacité portante.....	62
IV-3-3/ Fondations profondes.....	67
IV-3-3-1/Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique.....	67
IV-4/ Choix de la disposition des pieux sous la semelle	73
IV-5/ Conclusion.....	75

Chapitre V : Dimensionnement du mur de soutènement en B.A sur pieux

V-1/ Introduction.....	76
V-2/ Description.....	76
V-3/ Predimensionnement de mur de soutènement sur pieu.....	76
V-4/ Calcul des poussées et vérification de la stabilité.....	78
V-4-1/ Données Géotechniques.....	78
V-4-2/ Données Géométriques.....	79
V-4-3/ Cas statique.....	79
V-4-3-1/ Bilan des forces agissantes sur le mur.....	79
V-4-3-2/ Détermination du coefficient de poussée K_a	80
V-4-3-3/ Vérifications de la stabilité du mur.....	82
V-4-3-4/ détermination des efforts transmis aux pieux.....	84
V-4-4/ Cas sismique.....	87
V-4-4-1/ Détermination du coefficient de poussée K_{ad}	87
V-4-4-2/ Vérifications de la stabilité du mur.....	89
V-5/Conclusion.....	91

Chapitre VI : Modélisation numérique du mur de soutènement en B.A sur pieux

VI-1/ Introduction.....	92
VI-2/ présentation du code éléments finis PLAXIS.....	92
VI-2-1/ Types d'éléments utilisés par PLAXIS 2D.....	94
VI-2-2/ Les modèles de comportements intégrés dans PLAXIS.....	94
VI-3/ simulation avec le code PLAXIS 2D.....	96
VI-3-1/ Détermination des efforts et les déformations dans la structure.....	100
VI-3-1-1/ Diagrammes des moments.....	103
VI-3-1-2/ Diagrammes des efforts tranchants.....	104
VI-3-1-3/ Diagrammes des efforts normaux.....	105
VI-3-4/ Comparaison entre les résultats obtenus par la méthode analytique et la méthode numérique.....	106
VI-4/ Ferrailage de la structure.....	106
VI-4/ Conclusion.....	107

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de développement économique, l'Algérie a connue une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies, des ponts, des tunnels...etc. Ces ouvrages d'art sont le plus souvent accompagnés d'ouvrages annexes qui assurent le bon fonctionnement de ces derniers, dans le cadre de construction d'un viaduc entrant dans le projet d'évitement de la ville de Kherrata, un mur de soutènements sur pieux de 114 ml est prévu dans le but de pallier au manque d'espace sur le site où est projeté ce projet

Ce mur de soutènements aura comme objectif la création d'une plateforme destinée à accueillir un carrefour d'aménagement qui régulariserait le trafic à destination de viaduc (projet principal).

Notre travail consiste en une étude d'un mur de soutènement en béton armé ancré sur pieux, cet ouvrage est situé entre la RN °9 et le flanc sud de la rive gauche d'Oued Agrioun. Il commence à partir de viaduc menant vers Sétif et se termine juste avant le tunnel menant vers Bejaia.

La spécificité de ce mur soutènements réside non seulement dans ses 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.

Le projet initial, imaginé au stade de faisabilité est un mur de soutènements sur une fondation superficielle, une étude géotechnique approfondie au stade de l'avant projet détaillé a mis en évidence la médiocrité de la couche de sol destinée à supporter le mur en question. Ce qui nous conduit à opter pour une étude de fondations profondes qui satisferait les critères de stabilité.

En premier lieu, on a exposé les différents types des murs de soutènement et leur présentation générale, ainsi que le type de fondation qui conviennent à notre projet (fondations sur pieux).

En second lieu on a fait une présentation de l'ouvrage, et les caractéristiques géotechniques du site où sera implanté l'ouvrage en question, suivie d'une étude des fondations.

Enfin on a présenté une étude de stabilité appuyée par un logiciel numérique de calcul géotechnique (PLAXIS 2D).

Chapitre

I

Bibliographie sur les murs de
soutènement en B.A

I-1/ INTRODUCTION

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 I-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.

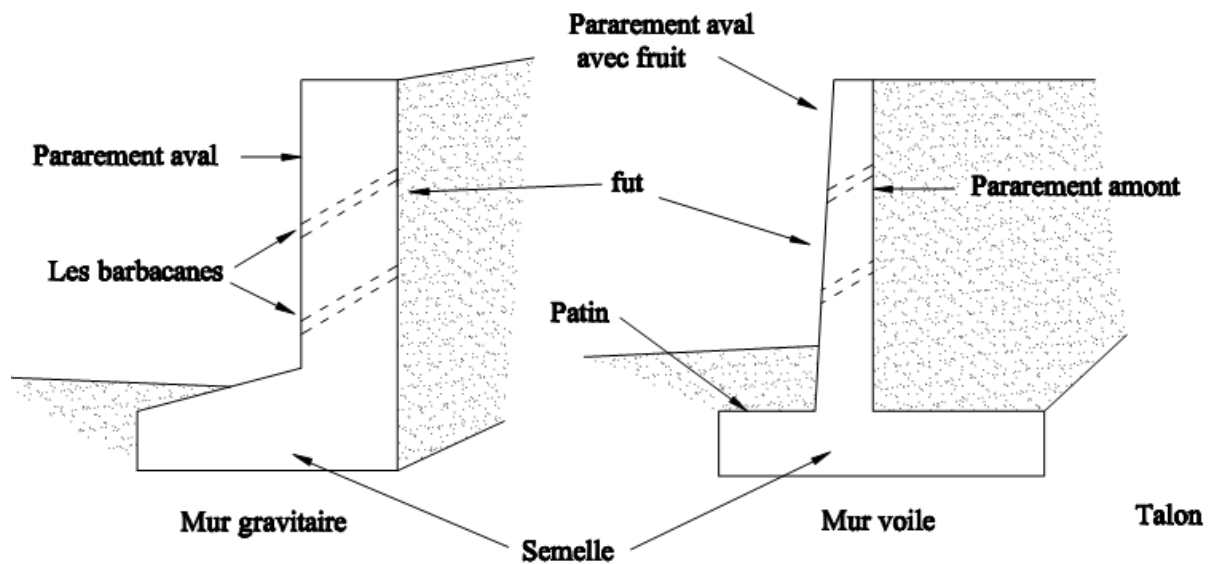


Figure I.1 : Les différents éléments d'un mur de soutènement.

I-2/ DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories :

- Les murs gravitaires ou murs-poids
- Les murs en béton armé.

I-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

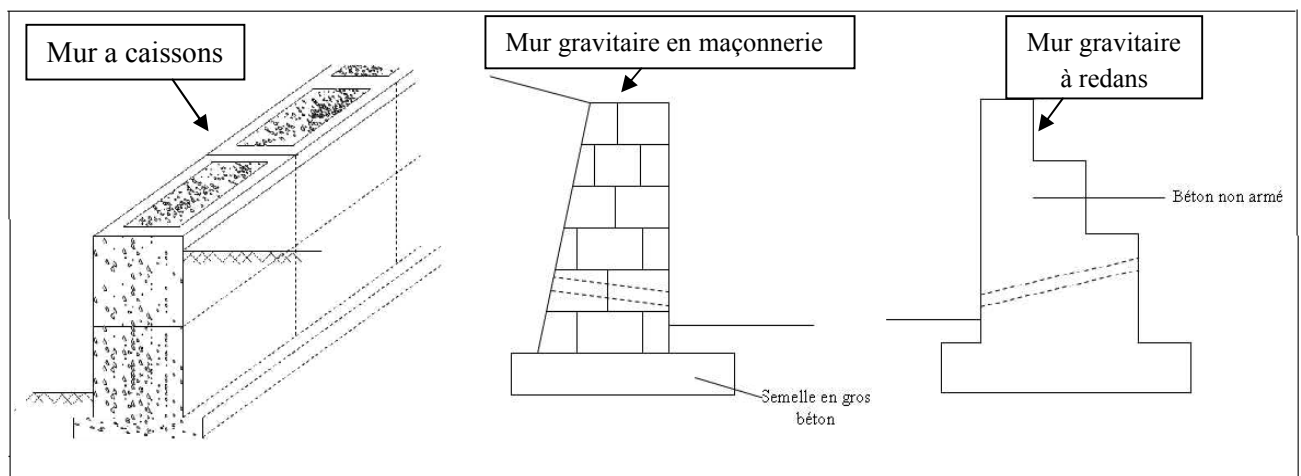


Figure I.2 : Les différents type des murs gravitaires ou mur poids [15].

I-2-2 / Les murs en béton armé

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, 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.



Photo 01 : Exemple d'un mur de soutènement en B.A avec une hauteur importante.

On distingue deux principales catégories :

- Mur en «T renversé» classique
- Mur à contreforts

I-2-2-1/ Murs en T renversé classique

Le mur en T renversé est la forme classique pour un mur en béton armé. Il est projeté sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 6 à 8 mètres, et peut être réalisé sur un sol de caractéristique mécaniques peu élevées. (Voir figure 03 à 05)

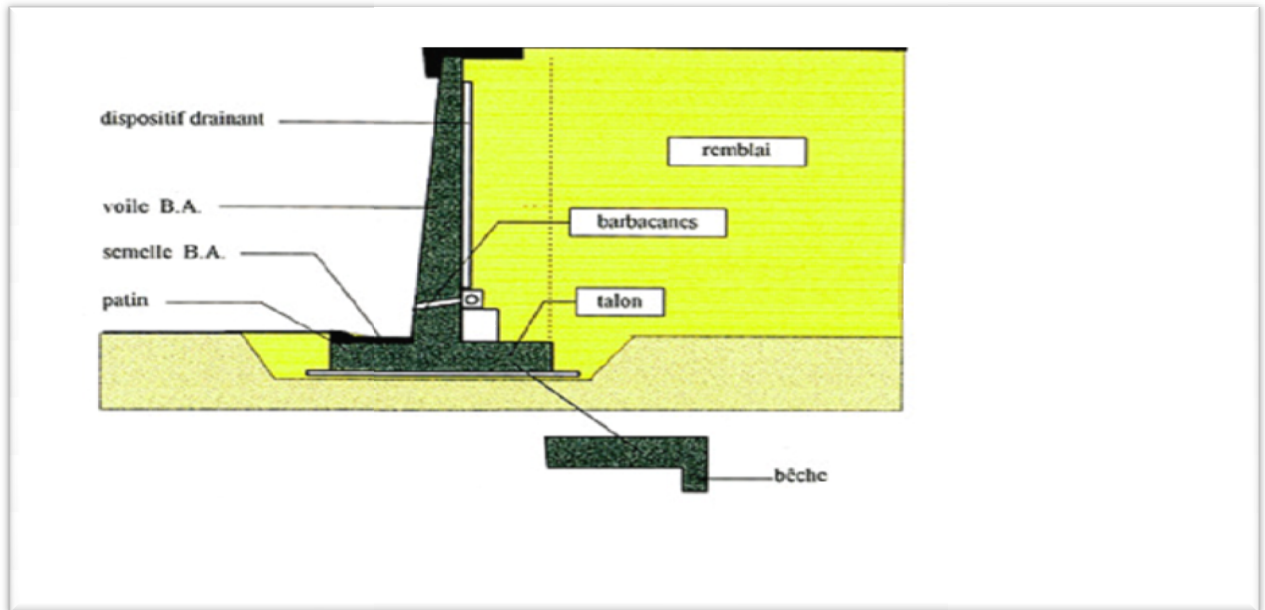


Figure I.3 : mur en T renversé classique [11].

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

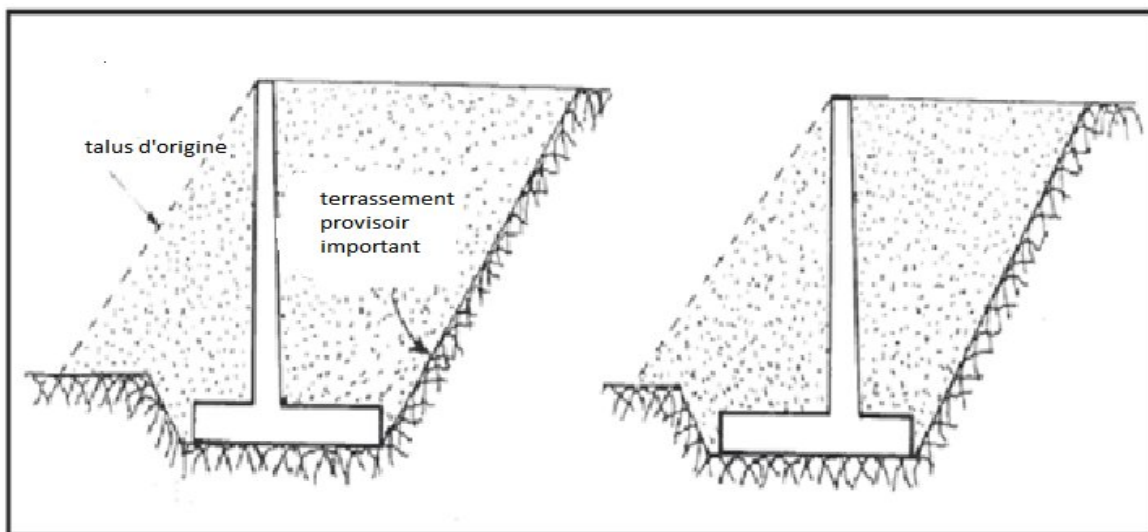


Figure I.4 : Mur en T renversé [4].

Une bêche peut être nécessaire pour la stabilité au glissement du mur, elle est toujours coulée en pleine fouille sans coffrage elle peut être disposer à différent endroit de la semelle soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

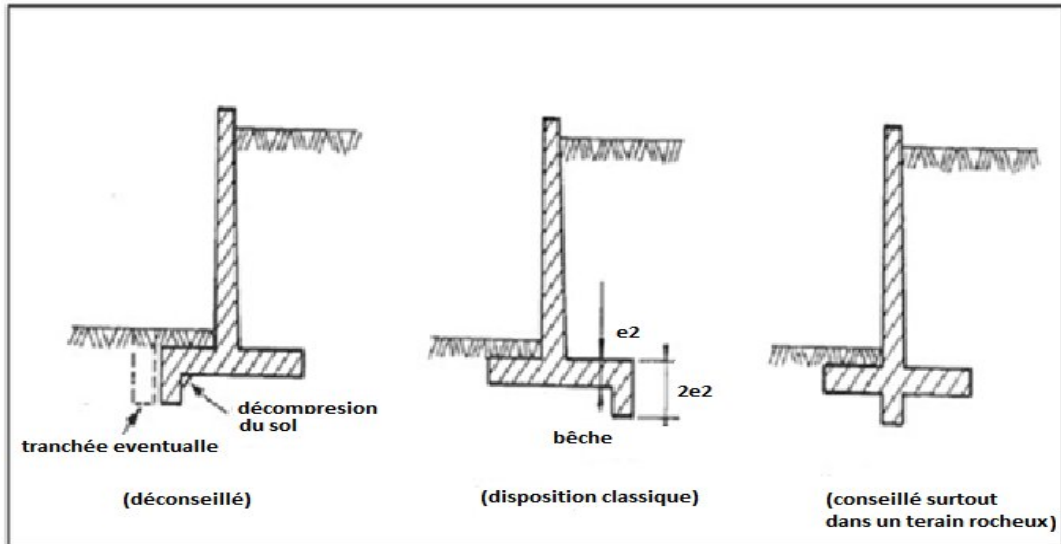


Figure I.5 : Diverses dispositions des bèches [4].

I-2-2-2/ 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 important. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but de renforcer le voile (Figure I.6).

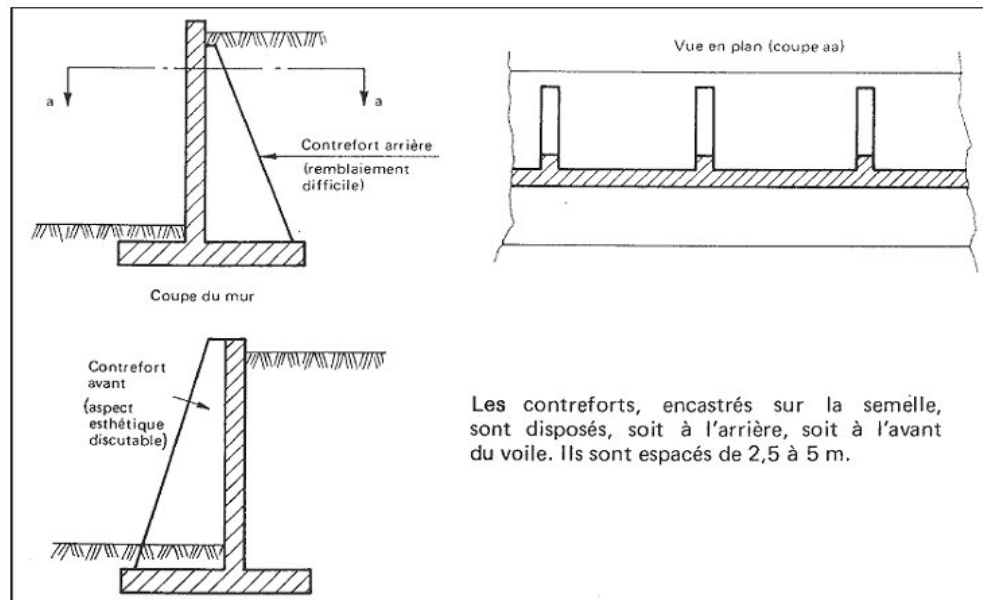


Figure I.6 : Mur avec contreforts [4].

I-2-2-3/ Murs divers

D'autres types de murs peuvent être adoptés. Ils ont pour avantage de limiter les poussées des terres, mais leur exécution reste difficile et leur coût limite leur utilisation (figure I.7).

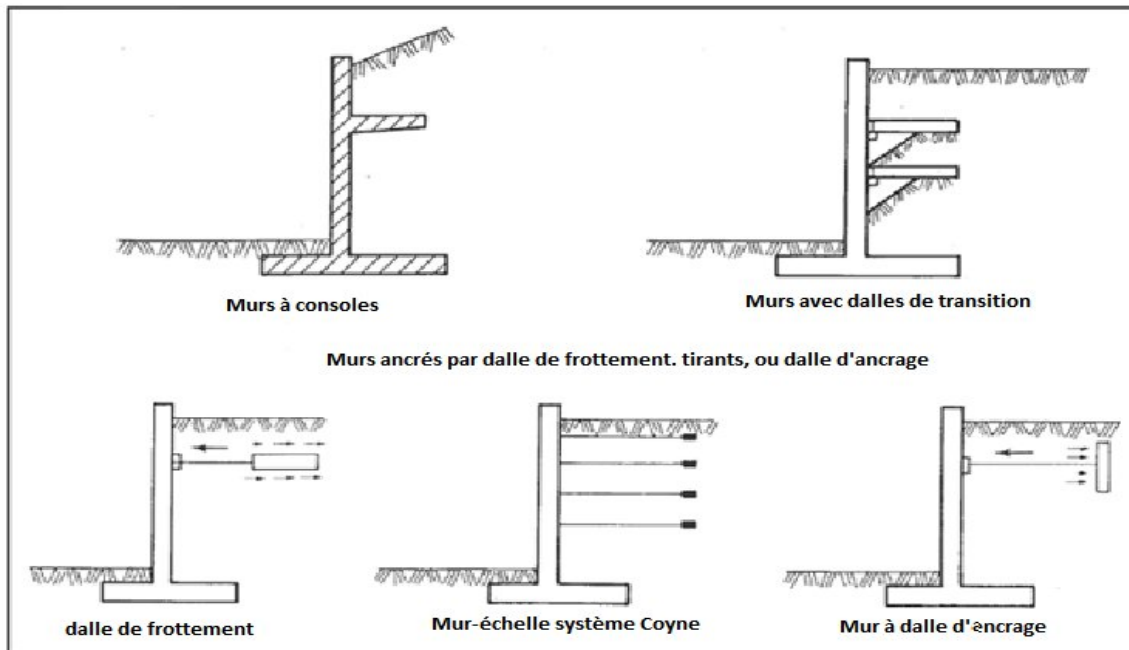


Figure I.7 : Divers murs de soutènement en béton armé [4].

I-3/ POUSSEE SUR LES MURS EN BETON ARME

L'analyse de la pression latérale des terres est 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.

I-3-1/ Théorie de Coulomb (1776)

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 I.8). 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 .

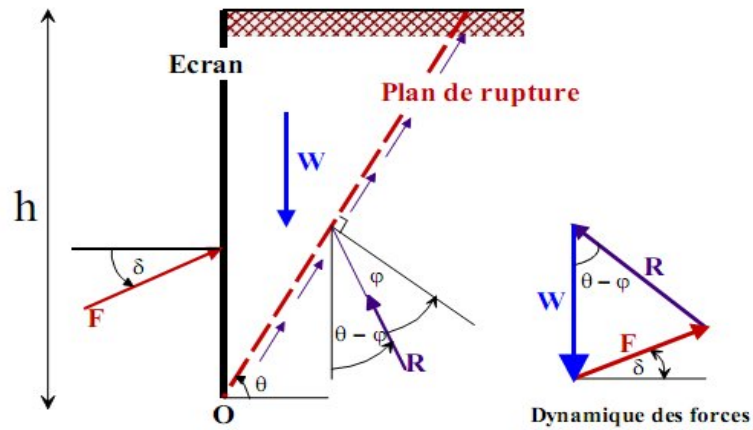


Figure I.8 : Coin de Coulomb.

Soit le coin de sol caractérisé par (figure I.9).

- 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 fait 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 : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

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

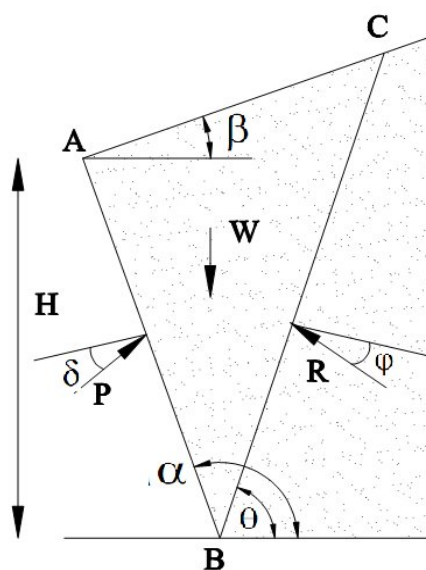


Figure I.9 Théorie de Coulomb. Etat actif.

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure I.9),

La résultante P_a sera égale à :

$$= \frac{W}{\gamma}$$

Avec :

$$= \left[\frac{W}{\gamma} \cdot \frac{(\alpha)}{(\beta)} \right]$$

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

L'angle δ , défini en fonction de φ dépend de l'état de rugosité du parement.

Tableau I.1 : valeurs de δ en fonction de φ .

Nature du parement	Angle de frottement φ du sol		
	< 30°	30° à 35°	> 35°
Lisse	0	0	1/3 φ
Rugueux	0	1/3 φ	2/3 φ
Très rugueux	1/3 φ	2/3 φ	1 φ

I-3-2/ Principe de calcul

Concernant les diagrammes de poussée, on donne ci après les formes des diagrammes dans le cas d'un parement vertical avec une surélévation de talus incliné avec ou sans surcharge.

I-3-2-1/ Cas sans surcharge

Ce cas sans surcharge est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terrain plein horizontal infini.

La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

- La poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' :
coefficient de poussée 0 ($\beta=0$)
- La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale :
coefficient de poussée β

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la (figure I.10). La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.

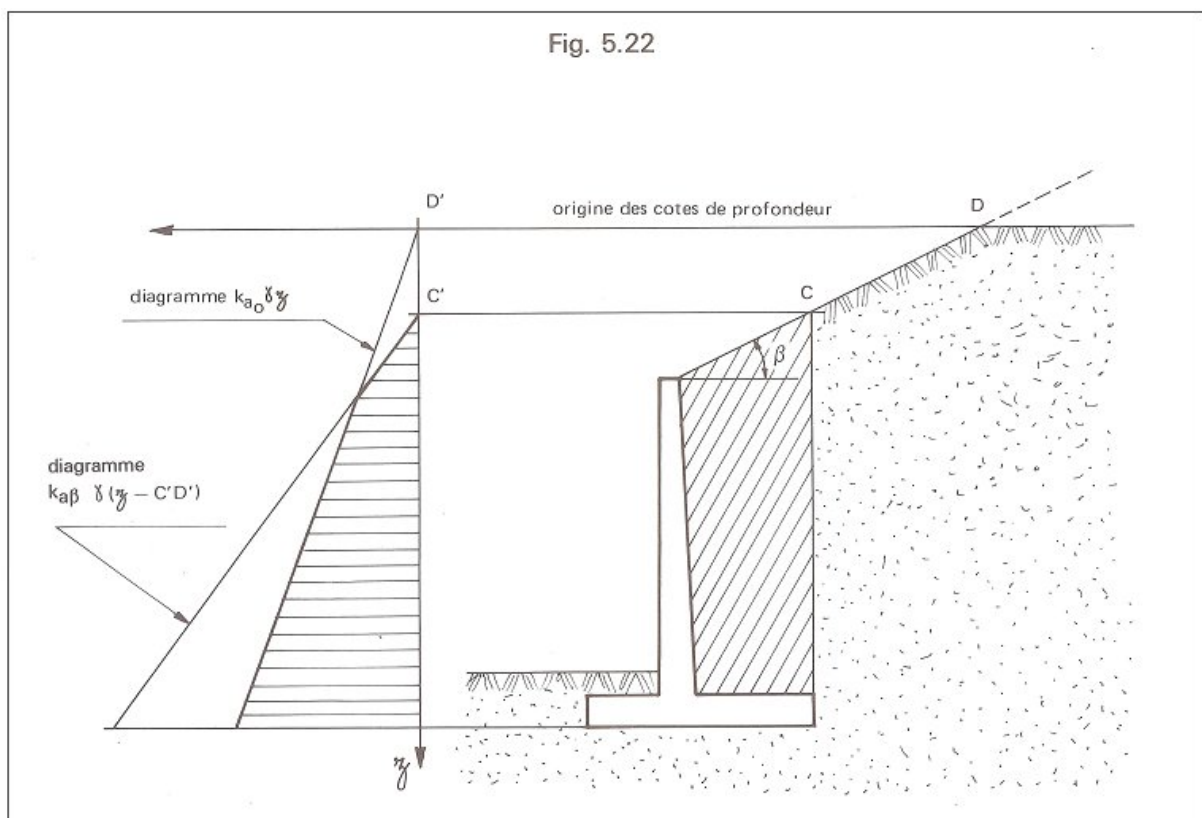


Figure I.10 : Diagramme de poussée sans surcharge [4].

I-3-2-2/Cas avec surcharge uniforme

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est le même que celui d'une épaisseur h'' de sol supplémentaire.

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle φ avec l'horizontale.

Pour un mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée.

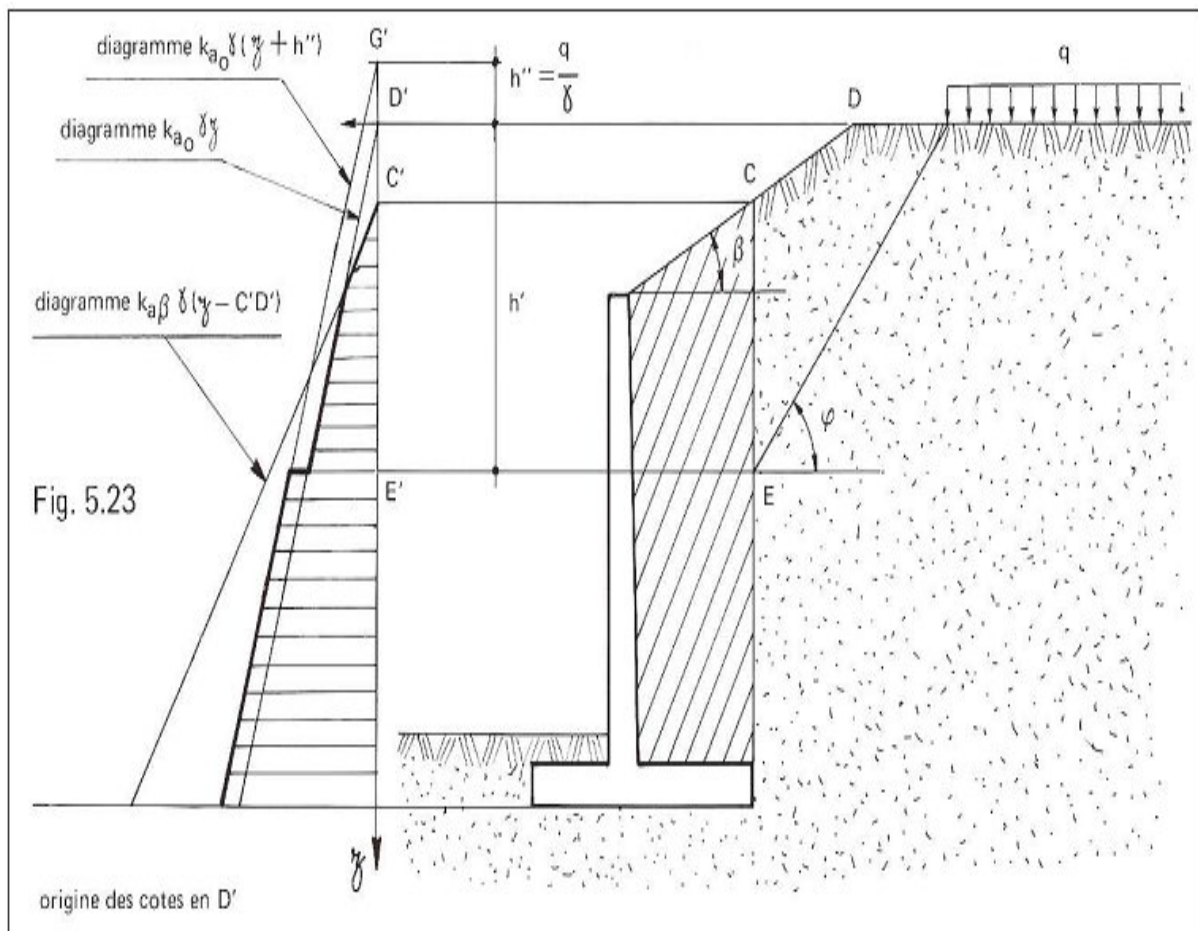


Figure I.11 : Diagramme de poussée avec surcharge [4].

On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement.

En effet, l'influence de la poussée due à la charge q sur le terre-plein ne se fait sentir qu'à partir du point E' .

La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne φ du terrain.

I-3-3 / LES POUSSEES DYNAMIQUES

Pour évaluer la pression dynamique des terres, il sera fait référence au code parasismique Algérien (RPA 2007) [16].

La poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci dessous.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques et .

$$= A \quad A : \text{coefficient d'accélération de zone}$$

$$= 0,3 \quad (\text{Voir tableau I.2})$$

Tableau I.2 : Coefficient d'accélération de zone.

Groupe de l'ouvrage	zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi de diagramme et à pour valeur :

$$= - \gamma(1 \pm \quad)$$

Avec :

$$K = \frac{(\quad)}{\underline{\underline{(\quad)}}}$$

$$\theta = \text{arc tan } \frac{\quad}{\pm}$$

H : la hauteur du mur

γ : Le poids volumique des terres,

ϕ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion,

δ : Angle de frottement sur le mur,

β : Angle du talus avec l'horizontal.

En général, on ne tient pas compte du Poids des terres se trouvant à l'avant du mur (la butée) par mesure de sécurité.

I-4/ PREDIMENSIONNEMENT

On choisira les dimensions de notre ouvrage dans les fourchettes indiquées sur la figure (I.12), puis le dimensionnement est optimisé en vérifiant la stabilité de l'ouvrage.

On donnera sur la (figure I.12) les proportions les plus usuelles d'un mur de soutènement gravitaire et en béton armé.

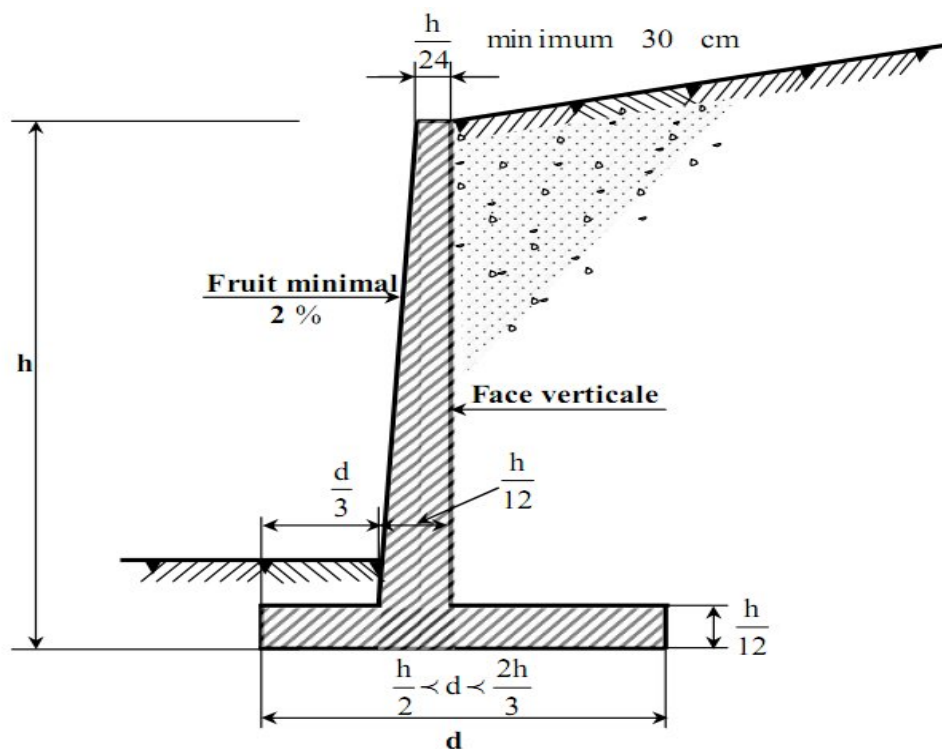


Figure I.12 : Dimensions usuelles d'un mur voile [15].

(Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe).

I-5/ STABILITE DES MURS DE SOUTENEMENT

I-5-1/ Principe de calcul

La vérification des murs de soutènement commence par l'identification de toutes les forces extérieures agissant sur l'ouvrage, puis il faut procéder aux vérifications suivantes :

1. Stabilité au renversement,
2. Stabilité au glissement,
3. Stabilité au poinçonnement
4. Stabilité vis-à-vis du grand glissement (équilibre général de l'ensemble mur + sol).

I-5-2/ Forces agissantes sur le mur

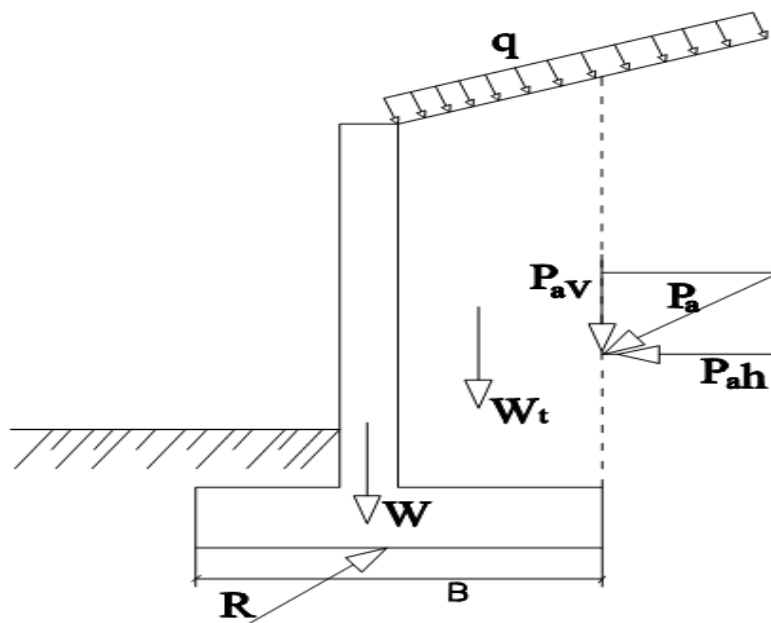


Figure I.13 : Forces agissantes sur le mur.

- : Résultante de la poussée des terres sur le parement (horizontal ou incliné),
- : Composante horizontale de P_a ,
- : Composante verticale de P_a ,
- W : Poids propre du mur (vertical),
- : Poids vertical des terres associés au mur (cas des murs profilés),
- R : Résultante de réaction du sol sur le mur,

q: Surcharge éventuelle (à manipuler avec précaution, car tantôt favorable et tantôt défavorable).

I-5-3/Vérification de la stabilité des murs de soutènement

I-5-3-1/ Stabilité vis-à-vis du renversement

La poussée totale sur le parement due à la poussée des terres et aux surcharges tend à faire basculer le mur par rotation autour du point A. Le poids du mur et de la terre au-dessus du talon tend à s'opposer à cette rotation.

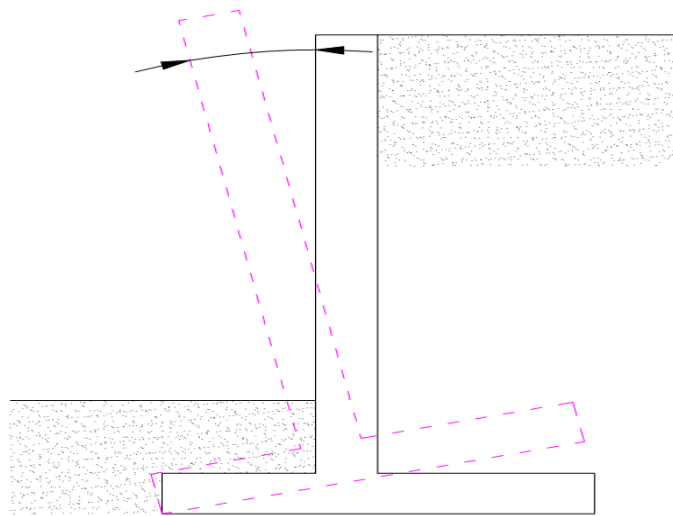


Figure I.14 : Cas Renversement du mur

La condition de sécurité vis-à-vis du renversement s'écrit :

$$M \geq$$

- : Moment stabilisateur,
- : Moment de renversement,
- : coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement pris généralement supérieur ou égal à 1,5.

Le poids des terres sur le patin avant de la fondation du mur est négligé.

I-5-3-2/Stabilité vis -à-vis du glissement

La stabilité au glissement est généralement assurée lorsque :

$$\frac{\Sigma R}{\Sigma P} \geq 1,5$$

C'est-à-dire (en négligeant P_b) :

$$\frac{R + C}{P} \geq 1,5$$

Avec :

$G = \Sigma$ des poids agissants sur la fondation.

$R = (G + p \cdot l) \cdot \text{tg}\phi$

C : la cohésion du sol sous la fondation.

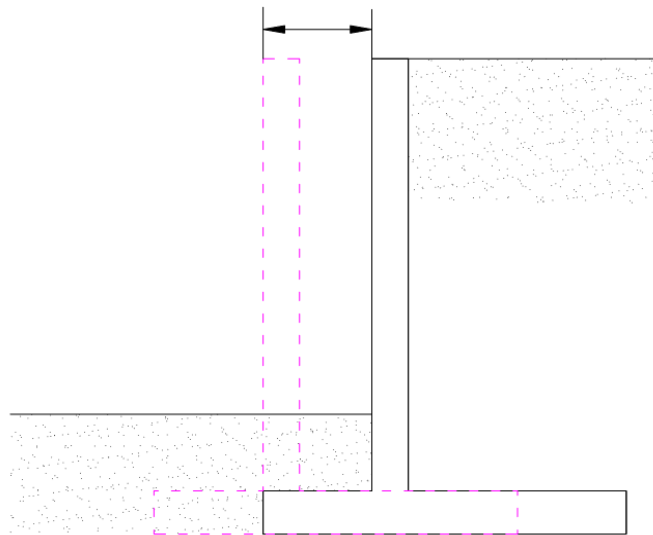


Figure I.15 : Cas du Glissement

I-5-3-3/ Stabilité du sol de fondation

Le sol sous la semelle subit des contraintes normales. La répartition est triangulaire.

Réglementairement, on détermine une contrainte $q = \frac{3}{4}$ qui devra rester inférieure ou égale à la capacité portante admissible du sol ().

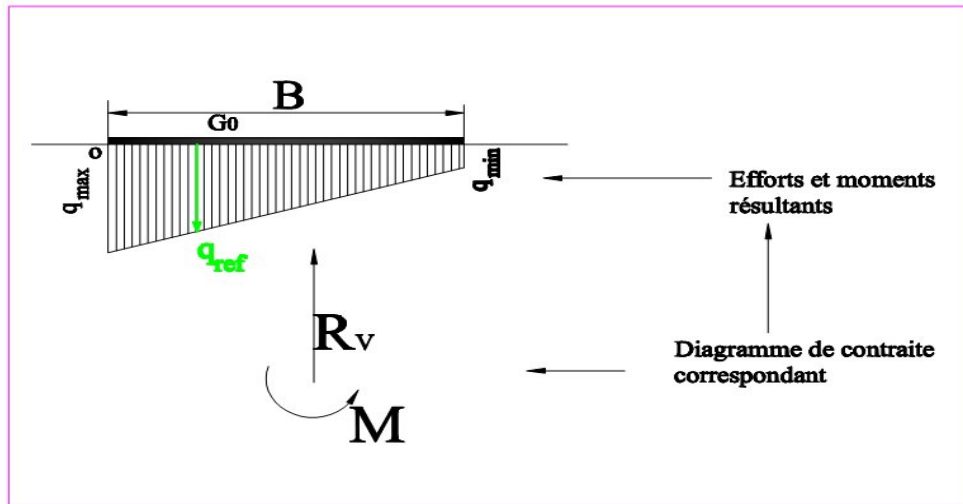


Figure I.16 : réaction du sol sous un mur de soutènement.

On a :

$$q = \frac{3}{4} + \dots$$

Avec :

$$R = (G + p \dots)$$

$$M = \Sigma \dots - \Sigma \dots / \dots$$

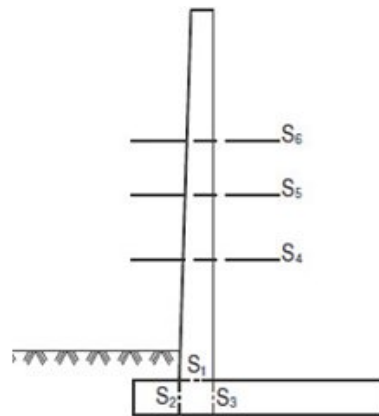
$$q = \dots + \dots \quad \text{Et } q = \dots - \dots \quad \text{ou } I = \dots$$

I-5-3-4/ Combinaisons à prendre en charge

Les combinaisons à prendre en considération et les justifications à faire sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.3 : Combinaisons de charges

Etat limite	Combinaison	Justification
E.L.U	Fondamentale Accidentelle	Stabilité au renversement Stabilité au sol de fondation Stabilité au glissement Stabilité d'ensemble Matériaux constitutifs de la fondation
E.L.S	Fréquente Rare Quasi-permanente	Stabilité du sol de fondation Décompression du sol Matériaux constitutifs de la fondation

I-5-5/ Sections de calcul pour la stabilité interne**Figure I.17** : Sections de calcul pour le ferrailage [2].

section	Emplacement	Section d'acier
S1	Encastrement du voile sur la semelle	A1
S2	Encastrement du patin sur le voile	A2
S3	Encastrement du talon sur le voile	A3
S4	Section du voile au tiers de sa hauteur	A4
S5	Section du voile à la moitié de sa hauteur	A5
S6	Section du voile aux deux tiers de sa hauteur	A6

I-5-6 / Ferrailage de principe

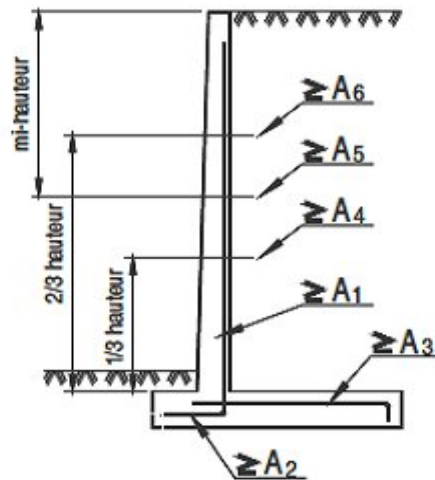


Figure I.18 : Ferrailage de principe [2].

I-6/ PRECAUTIONS

I-6-1/Précautions-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.

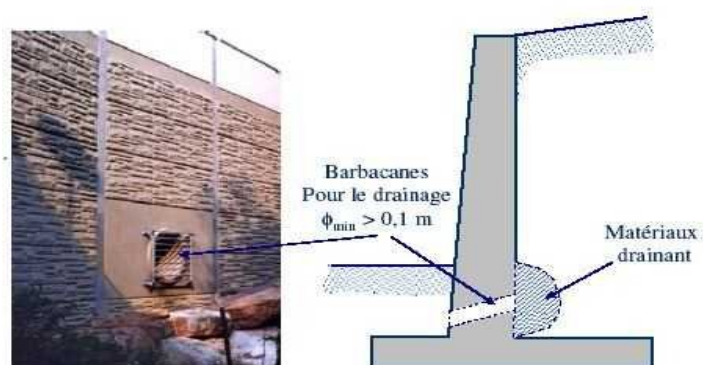


Figure I.19 : Précaution-drainage [15].

- Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur afin 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.

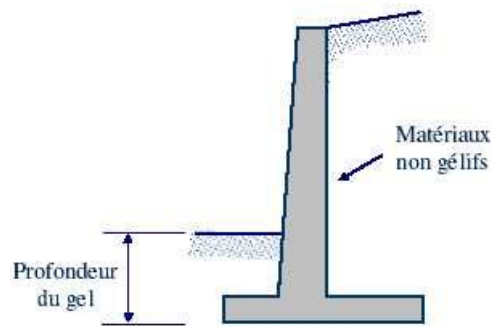


Figure I.20 : Précaution-gel [15].

I-6-2/ 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.
- Lorsqu'un mur rigide ne pas peut se déplacer, les pressions latérales dépendent en grande partie des procédés de compactage. En effet, le compactage du remblai à l'intérieur d'un prisme confiné derrière le mur tend à accroître les pressions horizontales (poussée).

a) 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).

b) 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.

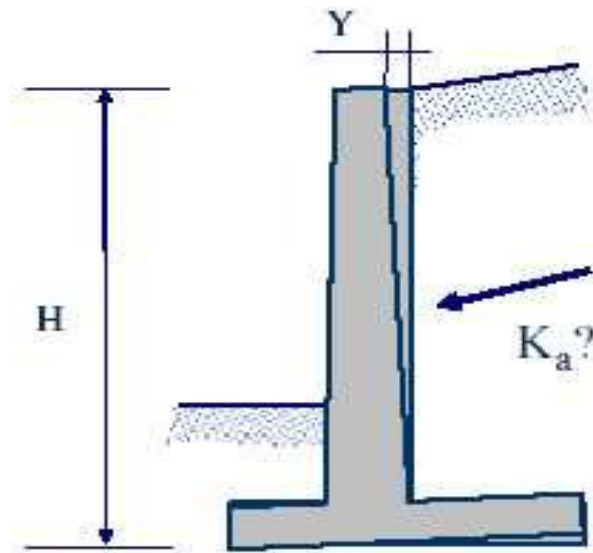


Figure I.21 : Précaution-compactage [15].

I-7/ CONCLUSION

A l'issue de l'étude bibliographique, les murs de soutènement en béton armé représentent un choix pratique et idéal, vue aux différentes formes et manière qu'on peut les construire, et leur facilité d'adaptation avec les différents sites de réalisation.

Chapitre

II

Bibliographie sur les fondations
sur pieux

II-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 appelés 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 II.1)

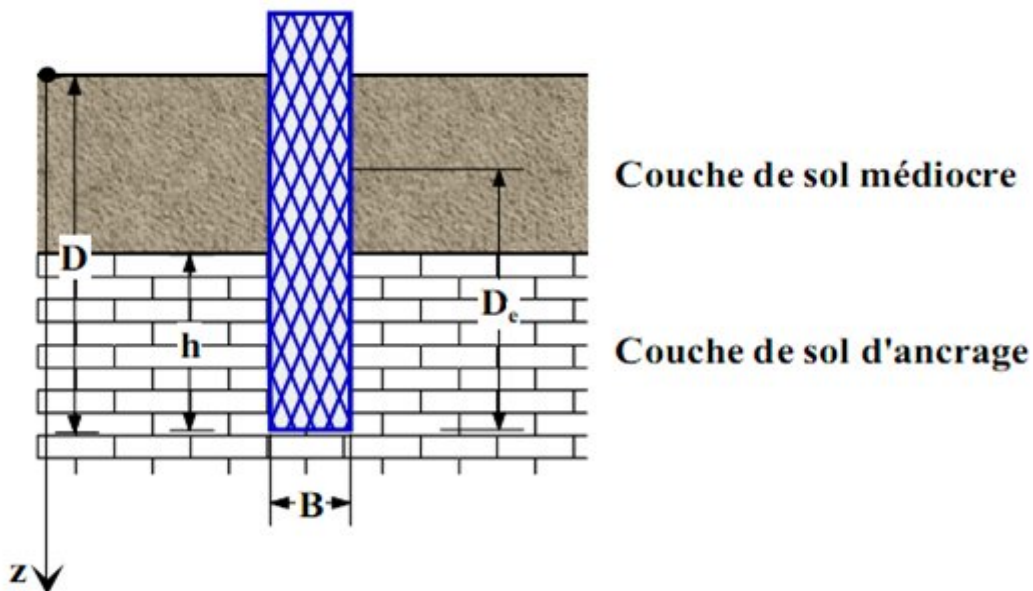


Figure II.1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e [12].

On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5. [7]

II-2/ CLASSIFICATION DES PIEUX [9]

Traditionnellement, on classe les pieux, soit suivant la nature du matériau constitutif : 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 en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un 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.

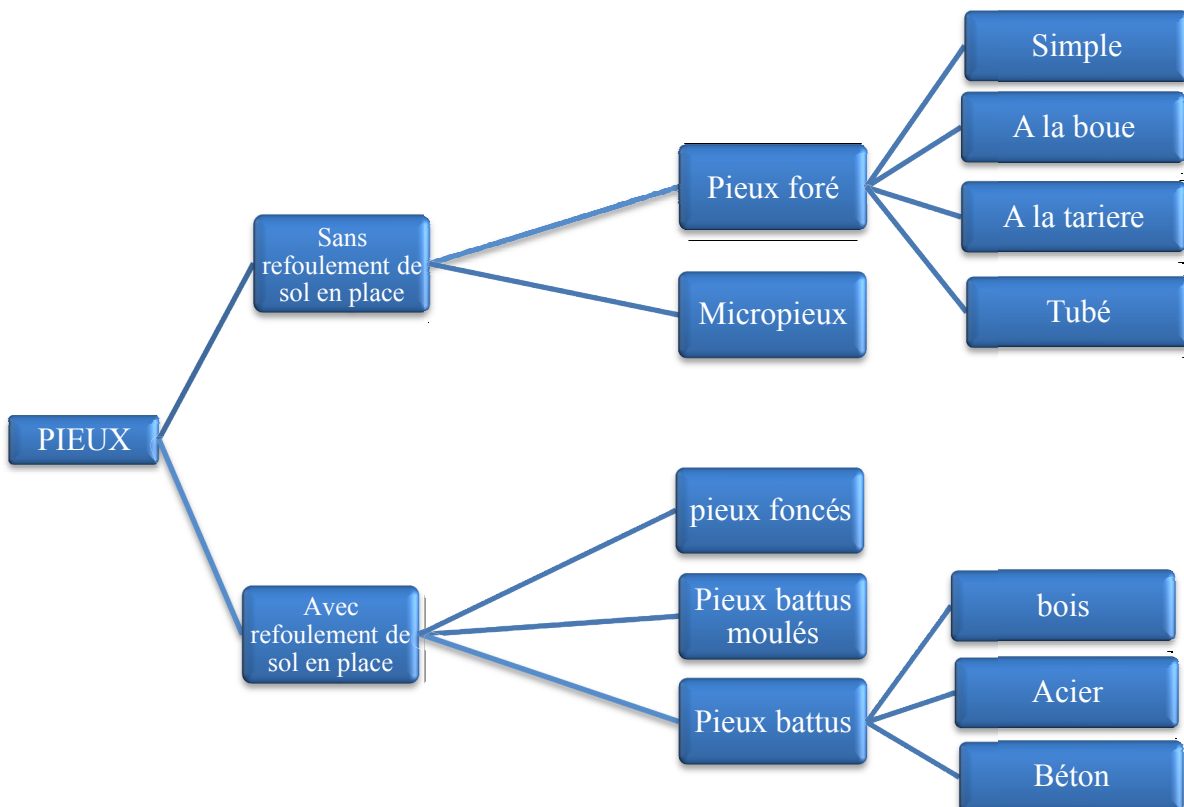


Figure II.2 : classification des pieux.

II-2-1/Pieux refoulant le sol à la mise en place

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

a - Pieu battu préfabriqué : ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

b- 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.

c- 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 II.3).

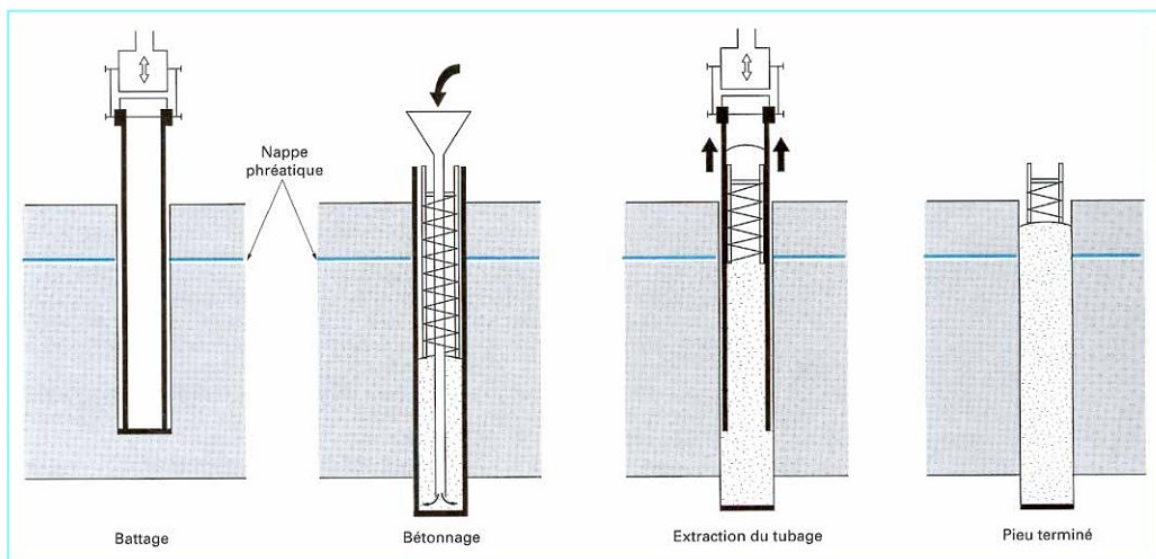


Figure II.3 : pieux battu moulé [9].

d-Pieu en métal battu : ces pieux, entièrement métalliques fichés dans le sol par battage. Leurs sections (figure II.4) sont :

- En forme de H
- En forme d'anneau (tube).

- De formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (palpieux).

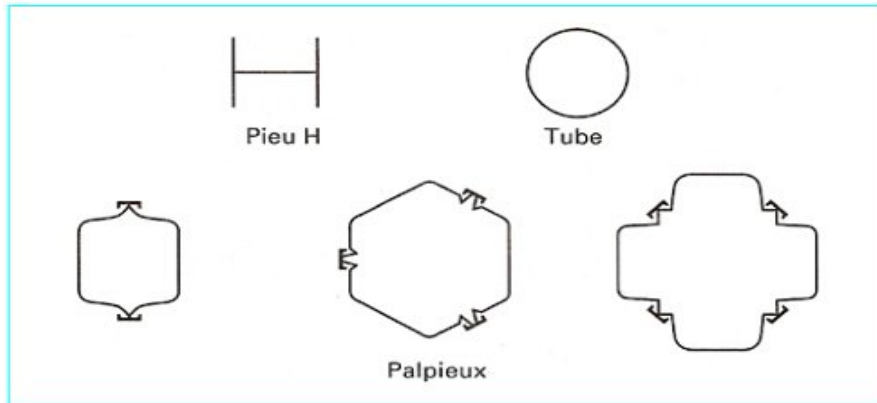


Figure II.4 : Profils métalliques battus [9].

e-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 fongage, 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.

II-2-2/Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

a- 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.

b- 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 (II.5)

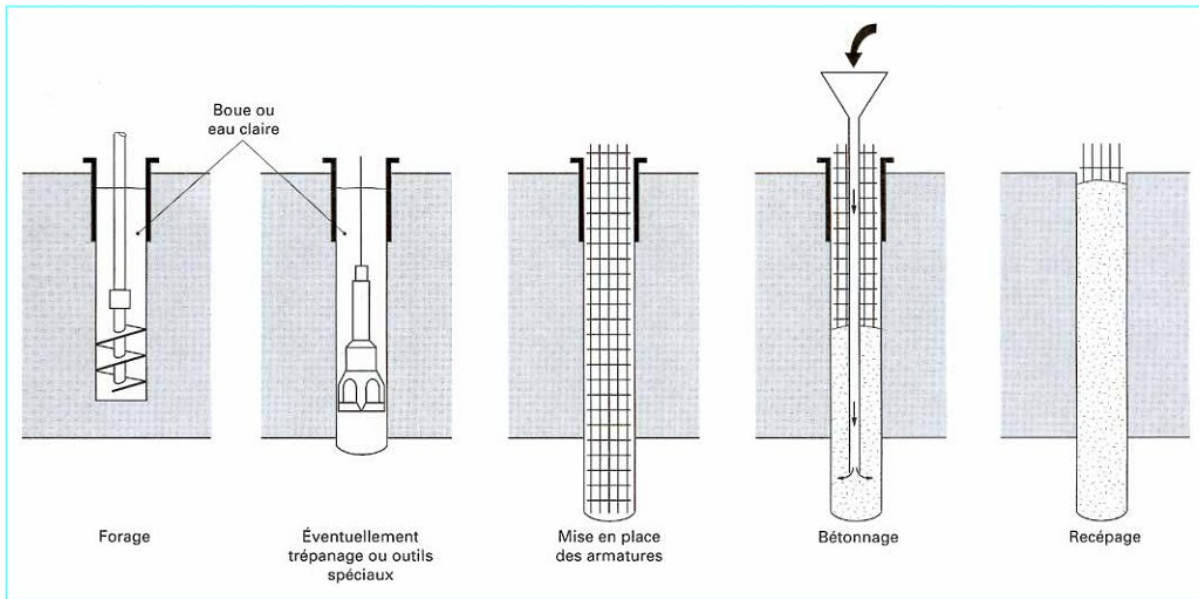


Figure II.5: *Pieu foré à la boue [9].*

c-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 louvoisement 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.

d-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.

II-3/ 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 II.6) :

- 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.

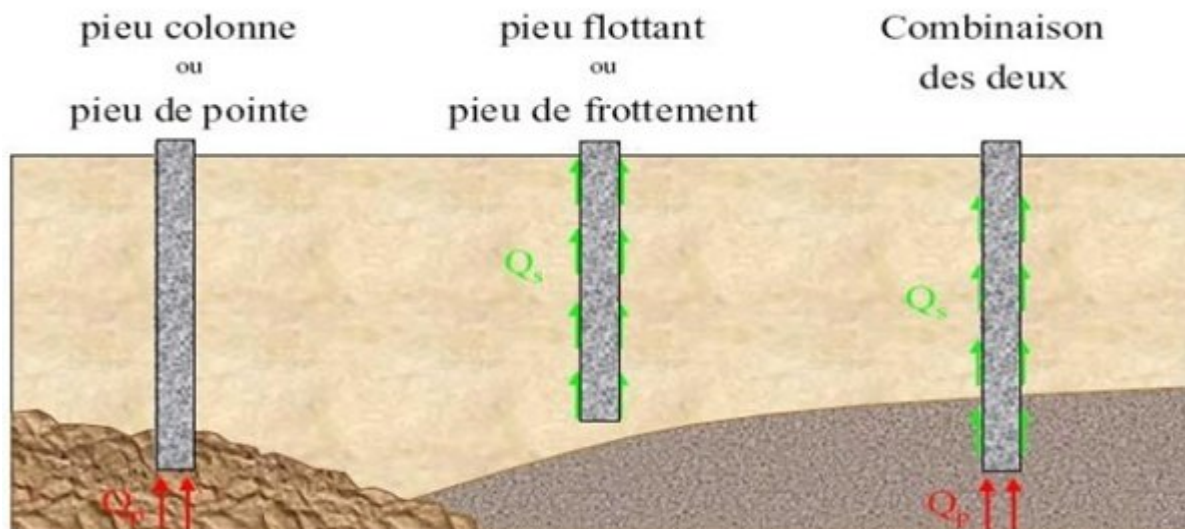


Figure II.6 : mode de travail du pieu sous charge verticale [13]

II-4/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 :

II-4-1/Actions permanentes G

Il s'agit essentiellement :

- le poids propre de la fondation proprement dite.
- le poids propre de l'appui (pile, culée, semelle de liaison, etc.).
- 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.

II-4-2/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.

II-4-3/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 (II.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.

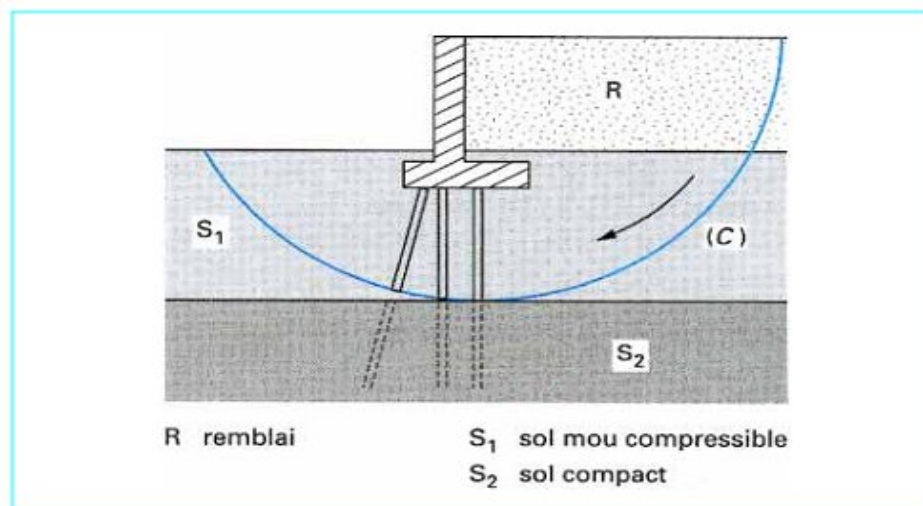


Figure II.7 : Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée [9].

II-4-4/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, qualifié de négatif, agit non seulement sur les pieux, mais également sur la semelle

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.

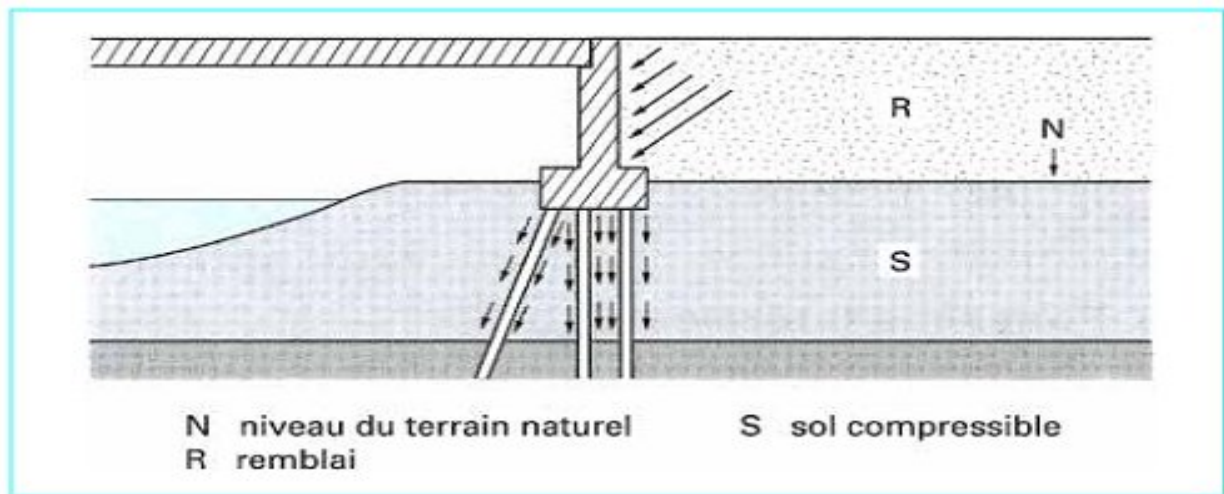


Figure II.8 : Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée [9].

II-4-5/Actions variables

Il s'agit essentiellement :

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

II-4-6/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, etc.

II-5/PIEU ISOLE SOUS CHARGE VERTICALE

II-5-1/Comportement d'un pieu sous charge verticale

Les nombreux essais de chargement réalisés sur des pieux instrumentés ont permis de bien comprendre le comportement d'une fondation profonde soumise à des charges verticales croissantes figure(II.9).

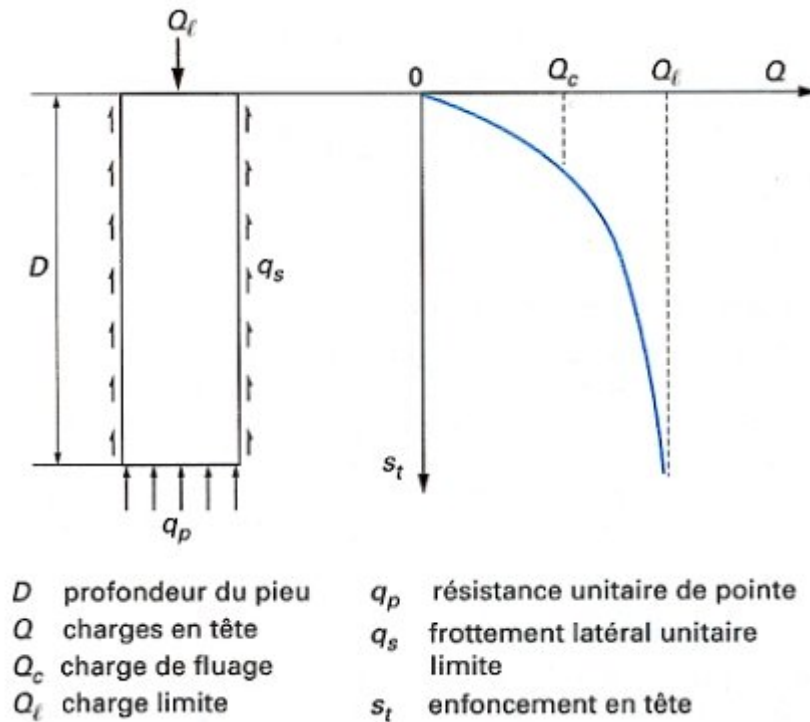


Figure II.9 : Courbe de chargement axial d'un pieu.

II-5-2/Résistance limite de pointe

Considérons un pieu pénétrant d'une hauteur h dans la couche d'ancrage. Si une charge croissante est transmise à la base de ce pieu, la courbe charge/enfoncement aura une allure identique à celle correspondant au chargement d'une fondation superficielle.

Des tassements de plus en plus importants se produiront et la résistance limite sera atteinte conventionnellement pour un enfoncement de $\frac{B}{10}$, B étant le diamètre ou la largeur du pieu.

La résistance unitaire du sol sous la pointe q_p , conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_l = q_p \cdot A_p$$

Avec : A_p est la section de la pointe.

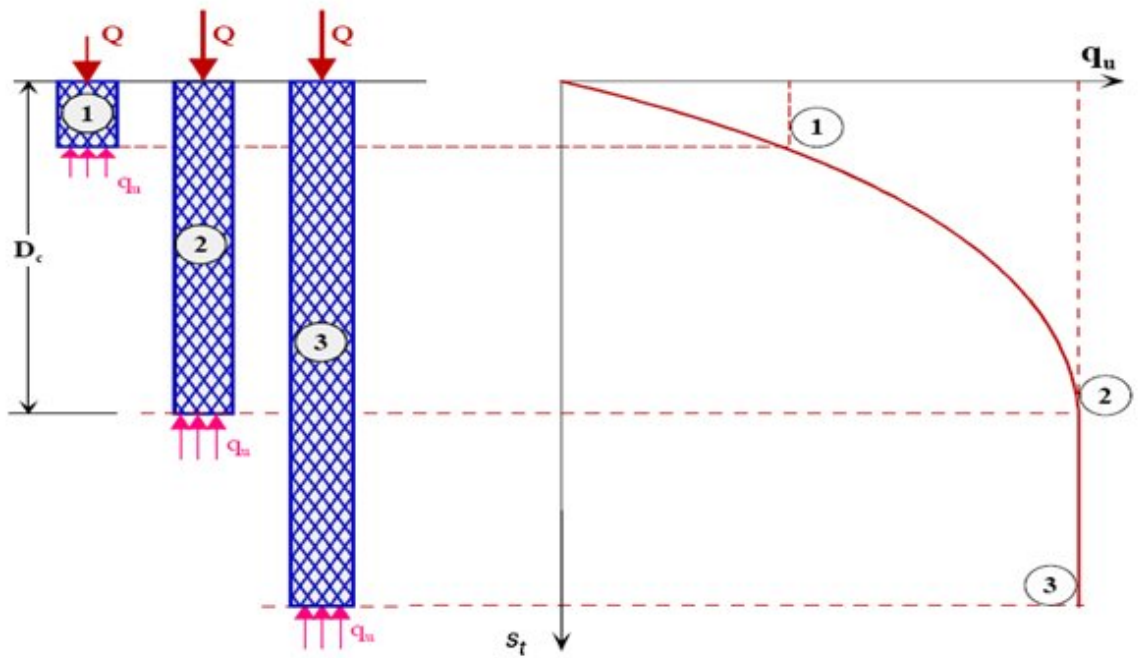


Figure II.10 : Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu [12].

II-5-3/Mobilisation du frottement latéral

Le frottement latéral est proportionnel au déplacement, il peut atteindre une quasi-stabilisation correspondant au frottement limite .La charge limite par frottement latéral est :

$$= .$$

Avec : est la surface latéral du pieu.

D'où la charge limite : = +

II-5-4/Charge de fluage

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_C appelée charge de fluage. Pour les charges supérieures à Q_C l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_C et les charges limites de pointe Q_P et de frottement latéral Q_S . Ces corrélations sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

- Pour les pieux refoulant le sol :

$$= \frac{Q_C}{Q_P} + \frac{Q_C}{Q_S} = \frac{Q_C}{Q}$$

- Pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$= \frac{Q_C}{Q_P} + \frac{Q_C}{Q_S}$$

- Pour les pieux travaillant en arrachement :

$$= \frac{Q_C}{Q_P} = \frac{Q_C}{Q}$$

II-6/CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

II-6-1/ Principe d'essai au pressiomètre de Ménard

Cet essai du à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue dans un forage à la profondeur voulue. La cellule de mesure et les deux cellules de garde (voir Figure II.11) sont gonflées par paliers successifs. Grace aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol investiguée peut être considérée comme uniforme. Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol.

Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-plastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométrique.

$$K = \frac{\Delta V}{\Delta P} \cdot \frac{P}{V}, \text{ ou : } K = 2 \left(\frac{P}{V} \right) \left(1 + \frac{P}{V} \right)$$

- ΔP = palier de pression appliquée à la sonde.
- ΔV = augmentation de volume de la sonde.
- K est un coefficient liée à la géométrie de la sonde et de la valeur du volume moyen .

Puis au-delà de la pression dite de fluage(P_f), représentée par (P_f) dans la figure ci-dessous, le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, pour une pression baptisée pression limite (P_e). Ces deux paramètres importants P_f et P_e sont utilisés pour calculer la contrainte de rupture d'une fondation.

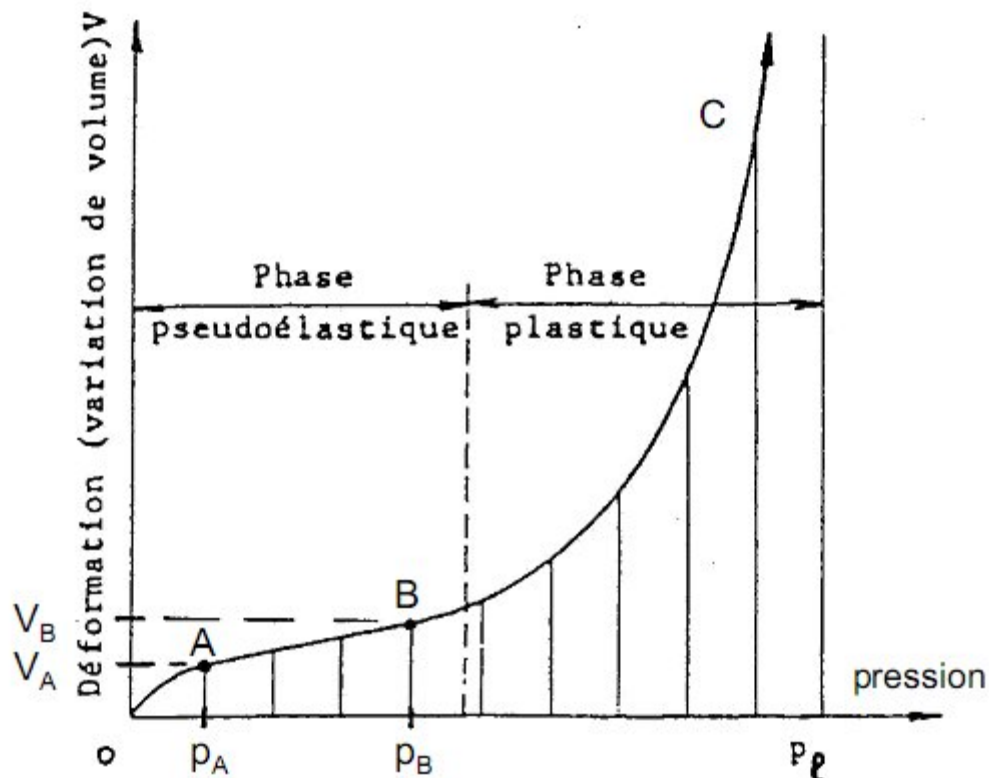


Figure II.11 : schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation [13].

II-6-2/Charge limite de pointe Q_p

La charge limite de pointe Q_p d'un pieu isolé sous charges verticales, est fonction de la section de base (A_p) du pieu et de la contrainte limite de pointe q_p sous la fondation.

Dans le cas des sols hétérogène, les propriétés du sol varient en fonction de la profondeur.

Ainsi on définit la profondeur d'encastrement D_e par:

$$D_e = \frac{P}{\int_0^{D_e} p_l^*(z) dz}$$

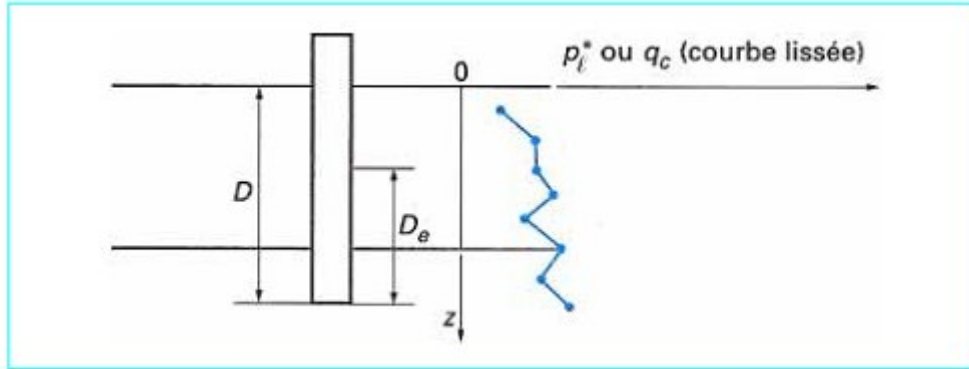


Figure II.12 : Définition de l'encastrement équivalent [9].

Où p_l^* est la pression limite nette équivalente qui s'exprime par la formule suivante :

$$p_l^* = \frac{P_l - P_0}{b}$$

Avec $a = \max \{ B/2 \text{ et } 0.5 \text{ m} \}$

$b = \min \{ a, h \}$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

P_l : Pression limite nette mesurée ($P_l = P_1 - P_0$).

P_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans lesol avant essai.

$$P_0 = K [\gamma_d H_w + \gamma' (H - H_w) + \gamma_w (H - H_w)]$$

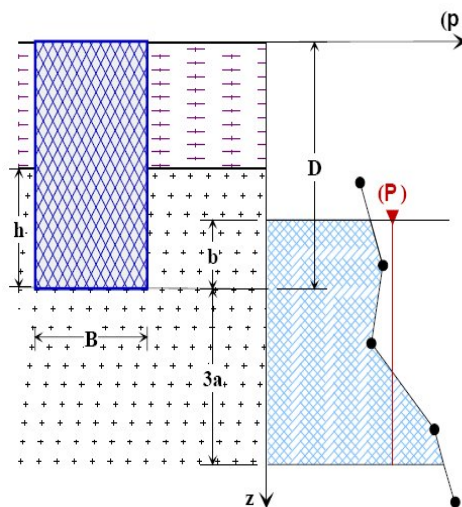


Figure II.13 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [12].

Cette contrainte limite est liée à la pression limite nette équivalente pressiométrique

* par la formule:

$$= *$$

Avec

- A : section de pointe,
- * : pression limite nette équivalente
- : facteur de portance

Pour déterminer le facteur Kp on détermine d'abord la classe de sol qui est en fonction de la pression limite nette.

Tableau II.1 : définition des catégories conventionnelles de sols [7].

Classe de sol		
Argiles, limons	A-mous	<0,7
	B-fermes	1,2 à 2,0
	C-très fermes a dures	>2,5
Sables et graves	A-Lâches ;	<0,5
	B-Moyennement compacts	1 à 2
	C-Compacts	>2,5
Craies	A-Molles	<0,7
	B-Altérées	1 à 2,5
	C-Compacts	>3
Marnes, marno-calcaires	A-Tendres	1,5 à 4
	B-Compacts	>4,5
Roche	A-Altérées ;	2,5 à 4
	B-Fragmentées	>4,5

Les valeurs du facteur de portance sont données par le tableau (II.2) suivant :

Tableau II.2 : Valeurs du facteur de portance K_p [7].

Nature des terrains		Elément mise en œuvre sans refoulement du sol	Elément mise en œuvre avec refoulement du sol
Argiles-limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables-graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

II-6-3/Charge limite de frottement latéral Q_s

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

$$= ()$$

Avec P : le périmètre du pieu;

h : la partie où s'exerce le frottement latéral;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

Le frottement latéral unitaire limite s'exprime en fonction de la pression limite nette * par les courbes de la figure ci-dessous :

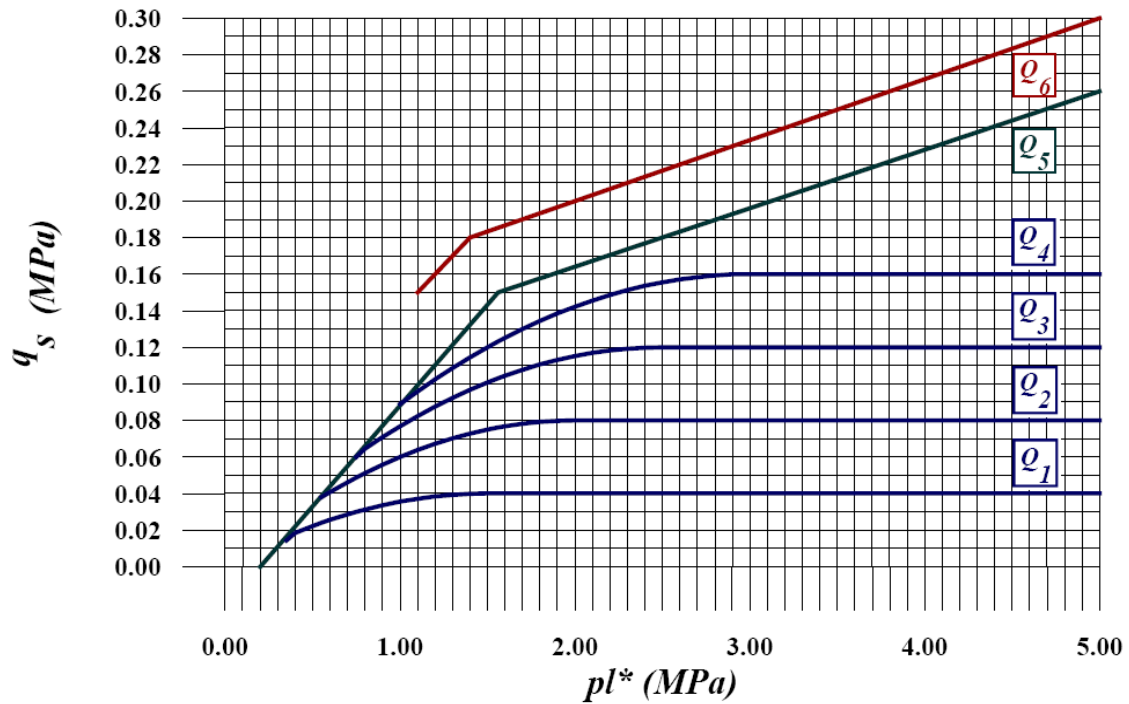


Figure II.14 : Valeurs du frottement latéral unitaire [13].

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- de la nature du sol.
- du type de pieu.

est indiqué au tableau ci-dessous :

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau (II. 3) suivant :

Tableau II. 3 : Choix de la courbe de frottement latéral [7].

Type de pieu	Argiles-Limon			Sables-Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	A
Foré simple	Q ₁	Q ₁ Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ Q ₃ ⁽¹⁾	-			Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁	Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	-	
Puits⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄	
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	-	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		-
Injecté haute Pression⁽⁶⁾	-	Q ₄	Q ₅	Q ₅	Q ₆	-	Q ₅	Q ₆	Q ₆	Q ₇ ⁽⁷⁾		

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

II-6-4/Charge limite Q_1 totale

La charge limite totale pour une fondation profonde travaillant en compression est donnée par :

$$= \quad +$$

Pour le cas des pieux flottants :

$$=$$

Pour les pieux colonnes :

$$=$$

II-7-/PIEU SOUMIS EN TETE A UNE CHARGE LATERALE

En plus des charges verticales, les pieux peuvent être soumis à des charges horizontales (les poussées des terres, séisme,.....).

II-7-1/ Méthode de calcul [10]

Les éléments de réduction en tête de pieu sont les suivants :

N_0 : Charge verticale poids du massif compris

T_0 : Effort horizontal.

M_0 : Moment de renversement.

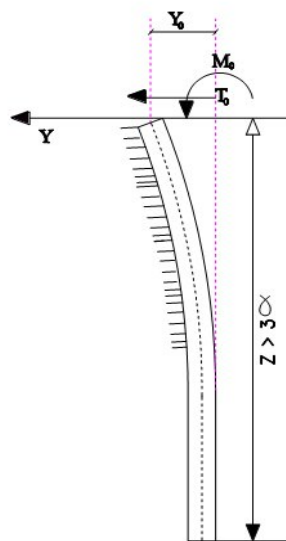


Figure II.15: Déplacement d'un pieu sous charge latérale.

Un pieu isolé soumis à un effort normal un effort tranchant et un moment fléchissant résiste en fléchissant c'est-à-dire en se déplaçant en tête ce qui provoque une réaction latérale du terrain.

La réaction du terrain q est proportionnelle au déplacement y de pieu selon la loi :

$$q = Cy.$$

Le coefficient de proportionnalité C est le coefficient de réaction du sol (Kg/cm).

Le comportement du pieu est assimilé à une poutre sur appuis élastiques, l'équation différentielle linéaire du quatrième ordre il est décrit par :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + C y = 0$$

b est le diamètre du pieu

I Inertie de la section

E Module d'élasticité du matériau du pieu

La résolution de l'équation différentielle met en évidence un coefficient constant appelé "Longueur élastique"

$$= \frac{EI}{C}$$

Pratiquement on constate que la partie du pieu située à la profondeur $Z > 3$ n'est quasiment pas sollicitée à la flexion due à l'effort horizontal en tête et aux moments de flexion.

• Le moment de flexion à la cote Z due à un effort tranchant T_0 est donnée par l'expression :

$$M_{(z)} = T_0 \cdot A$$

• Le moment de flexion à la cote Z due à un moment de flexion M_0 est donnée par l'expression :

$$M_{(z)} = M_0 \cdot B$$

Les coefficients A et B sont fonction de α et Z et valent respectivement :

$$A = \frac{1}{\alpha} \sin \alpha Z \quad \text{et} \quad B = \frac{1}{\alpha} (\sin \alpha Z + \cos \alpha Z)$$

Sous l'action combinée de T_0 et M_0 le moment de flexion dans une section située à la cote Z du pieu est égal à :

$$M_{(z)} = T_0 \cdot \alpha \cdot A + M_0 \cdot B$$

$$M_{(z)} = T_0 \cdot \alpha \left(A + \frac{C_1}{z} \right)$$

$$M_{(z)} = T_0 \cdot \alpha \cdot C_1$$

Avec :

$$= \frac{M_0}{T_0} \sin \alpha + \frac{C_1}{z} \sin \alpha + \cos \alpha$$

En posant : $\beta = \frac{M_0}{T_0}$

Nous obtenons :

$$\left(\frac{M_{(z)}}{T_0 \cdot \alpha} \right) = \beta \sin \alpha + \frac{C_1}{z} \sin \alpha + \cos \alpha$$

$$T_{(z)} = \frac{C_1}{z}$$

$$\left(\frac{M_{(z)}}{T_0 \cdot \alpha} \right) = T_0 \sin \alpha - (1 + 2 \beta) \sin \alpha$$

Le moment maximum se situant à la côte Z d'effort tranchant nul :

$$\left(\frac{M_{(z)}}{T_0 \cdot \alpha} \right) = 0 \rightarrow \tan \alpha = \frac{1}{1 + 2 \beta}$$

D'où la cote de z telle que :

$$\alpha = \arctan \left(\frac{1}{1 + 2 \beta} \right)$$

Valeur de C

Quoi qu'il en soit si on connaît le module d'élasticité E , on peut approximativement évaluer C de la façon suivante[10] :

$$= \frac{1}{\sqrt{}}$$

E : Valeur du module d'élasticité en t/m^2 .

S : Surface de la fondation en m^2 .

: Coefficient sans dimension dépendant de la surface du sol que l'on peut prendre en première approximation égal à 0,40.

II-8/LES GROUPES DES PIEUX

Lorsque les ouvrages qui doivent être supportés par les fondations sont de grandes envergures, on peut faire recours à un nombre relativement important de pieux constitués par groupe, qui assure la transmission des charges par l'intermédiaire d'une semelle de répartition.

Ces groupes de pieux ont un comportement assez particulier du fait de l'interaction entre pieux dans chaque groupe qui conduisent à certaines modifications. L'effet de groupe traduit donc les modifications induites par le comportement d'ensemble d'un groupe de pieux sur chaque pieu pris isolément. Ainsi le pieu, qui fait partie d'un groupe, a un comportement différent de celui du pieu isolé. Cet effet de groupe diffère principalement selon l'espacement entre les pieux et la sollicitation mais aussi selon la nature du sol telle que la cohésion et selon aussi la résistance du sol.

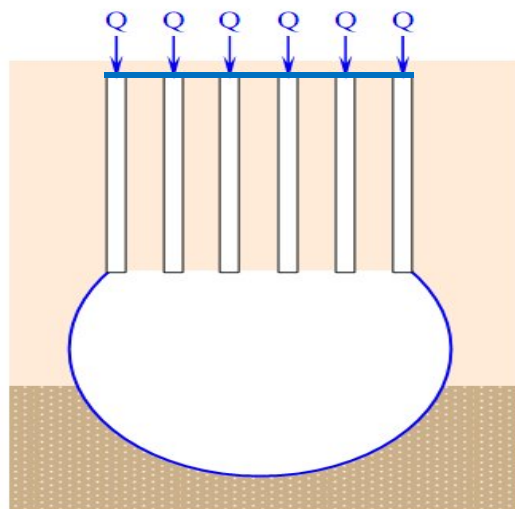


Figure II.16 : La zone compressible est influencée par l'effet radier du groupe de pieux.

II-8-1/Les causes de l'effet de groupe

On peut citer principalement deux causes qui sont à l'origine des effets de groupe:

- La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée.
- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes empiriques ou rationnelles telles que la méthode des éléments finis. Toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés:
 - lois de comportement du sol souvent mal connues.
 - aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte.
 - état initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender.

II-8-2/Effet de groupe sur la capacité portante

On considère ici essentiellement les pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe. Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe est presque inexistant.

Plusieurs méthodes sont développées pour évaluer la capacité portante du groupe de pieux en fonction des forces portantes des pieux pris isolément.

On définit en général un coefficient dit coefficient d'efficacité pour la détermination de la charge limite d'un groupe de pieux.

On a :

$$C = \frac{\text{Charge limite du groupe de pieux}}{N \times \text{Charge limite du pieu isolé}}$$

Où N est le nombre de pieux.

Lorsque l'entre-axe des pieux est supérieur à trois fois le diamètre des pieux, le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse-Labarre [9] :

$$C = 1 - \frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi} \times 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}$$

Avec :

B diamètre d'un pieu (m).

S entre-axes (m).

m et **n** nombre de lignes et de colonnes du groupe.

Lorsque l'entraxe des pieux est inférieur à trois fois le diamètre des pieux, on adopte alors la méthode de la fondation massive fictive qui consiste à considérer l'ensemble des pieux et le sol comme une fondation massive fictive de périmètre P égal à celui du groupe et de profondeur égale à la longueur des pieux.

La charge de pointe Q_p et le frottement latéral Q_s sur cette fondation fictive sont déterminés comme pour un pieu de surface de pointe (a x b) et de surface latérale (P x L). La capacité portante à retenir pour le groupe est alors la plus petite des deux valeurs suivantes: capacité portante de la fondation massive fictive et N fois la capacité portante du pieu isolé.

II-9/ CONCLUSION

Les fondations sur pieux constituent donc une solution pratique pour les problèmes liés aux caractéristiques mécanique médiocres de sol des couches supérieures.

Le bon dimensionnement des fondations sur pieux est une étape essentielle, car il nous permet de déterminer soigneusement la capacité portante de notre fondation d'une manière exacte et juste afin d'avoir une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage (charges axiales, déplacement horizontaux...etc).

Chapitre

III

Présentation de l'ouvrage et
étude géotechnique

III-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 LTP 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.

III-2/ PRESENTATION DE PROJET

L'ouvrage est un mur de soutènement en béton armé sur pieux d'une longueur de 114 ml. Il rentre dans le cadre de la première tranche du projet de l'évitement de la ville de Kherrata qui comporte aussi un viaduc de 600 ml et un tronçon routier de 1300 ml,

L'un des objectifs principaux de ce projet est d'assurer la fluidité du trafic de la ville de Kherrata qui souffre actuellement de la saturation de son principal axe routier, la route national N° 9 qui relie Bejaia à l'est du pays.

III-2-1/ Localisation du site de projet



Photo 01: Photo aérienne de site.



Photo 02: Le projet en cours de réalisation

III-2-2/ Situation géographique et topographie

Le site du projet est situé à environ 50 Km au sud Est du chef lieu de la wilaya de Bejaia, localisé entre la RN °9 et le flanc sud de la rive gauche d'Oued Agrioun.



Photo 03 : Situation géographique de l'ouvrage.

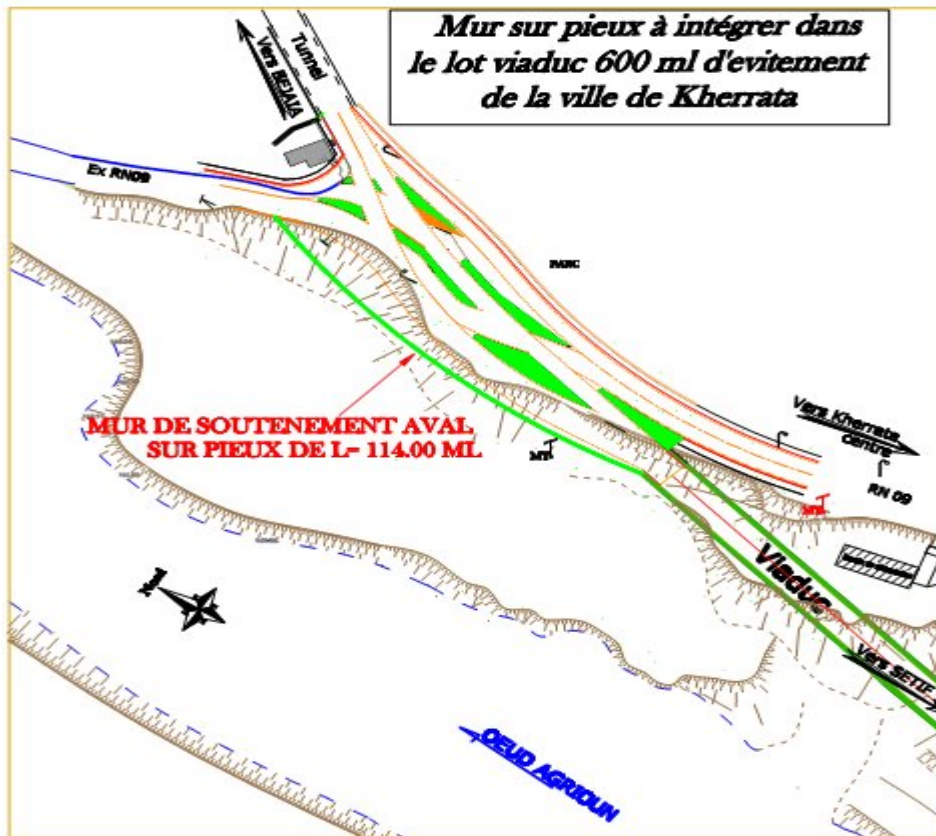


Figure III.1: Principe d'Aménagement (vue en plan).

III-2-2-1/ Contexte géologique local

La région de Kherrata fait partie de l'Atlas tellien. C'est le lieu du contact de la chaîne des Bibans avec la chaîne des Babors. Le site est représenté par les formations marneuses à aspect schisteux à marno-calcaire.

III-2-2-2/ Contexte hydrologique et hydrogéologique régionale

Les versants sont ravinés par des nombreux thalwegs (ligne au fond d'une vallée) créant ainsi un chevelu hydrogéologique dense.

Le régime hydraulique est temporaire sec en été et torrentiel en hiver. Toutes ces eaux alimentent la retenue **d'Ighil Tamda** à partir de laquelle prend naissance l'Oued Agrioun. Les sources sont abondantes sur le versant, la plus importante est celle de **Tababorte**.

Par sa morphologie il constitue un couloir naturel favorisant le ruissellement des eaux pluviales, une partie de cette eau se déverse dans l'oued Agrioun à régime irrégulier, se caractérise par une période de hautes eau (hiver) et par une durée d'étiage en été et une partie s'infiltré a travers la couverture d'éboulis (amas des matières éboulées).

III-2-2-3/ Données sismologiques

La région de Bejaia est située dans la zone **IIa**, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et du Règlement parasismique algérien en vigueur.

III-2-2-4/ Données géotechniques

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour notre projet, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.



Photo 04 : Site d'implantation de projet

III-3/ Reconnaissance géotechnique

III-3-1/ Organisation de la reconnaissance

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

- Trois sondages carottés de reconnaissance d'une profondeur de 25m à 30m 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.

- Trois essais pressiométrique d'une profondeur de 19 à 21,5 m par rapport au niveau du terrain actuel, afin de connaître :
 - les caractéristiques mécaniques E , p_l et p_f du sous-sol selon les paliers de contraintes.
 - la nature des couches traversées par la tarière hélicoïdale.

III-3-2/ Résultats des sondages carottés

- **Sondage carotté n°1**

- ◆ 0.00 à 6.20m : remblais hétérogènes.
- ◆ 6.20 à 7.40m : alluvions grossières; graves et cailloux avec présence d'un bloc.
- ◆ 7.40 à 25.5m : marne schisteuse grisâtre mi- dure;
- ◆ 25.5 à 30.0m : marne grisâtre indurée

- **Sondage carotté n°02**

- ◆ 0.00 à 3.00m : remblais hétérogènes.
- ◆ 3.00 à 7.80m : alluvions grossières ; blocs, cailloux et graves à matrice probable argileuse.
- ◆ 7.80 à 8.80m : marne schisteuse grisâtre mi- dure.
- ◆ 8.80 à 11.0m : marne schisteuse grisâtre tendre.
- ◆ 11.0m à 19.0m : marne schisteuse grisâtre mi- dure.
- ◆ 19.0m à 30.0m : marne schisteuse grisâtre mi- dure.

- **Sondage carotté n°3**

- ◆ 0.00 à 4.00m : alluvions grossières ; blocs, cailloux et graves à matrice probable argileuse.
- ◆ 4.00 à 21.6m : marne schisteuse grisâtre mi- dure à passages friables de 4.80 à 5m et de 16.30 à 17m.
- ◆ 21.6 m à 30 m : marne grisâtre induré

III-3-2-1/ Interprétation des résultats de sondage

Les sondages effectués ont mis évidence la nature de sol suivante :

- Sol d'apport représenté par des remblais hétéroclite et des alluvions grossières d'une profondeur varie de 0.00m à 7.8m.
- Un Substratum constitué par des marnes grisâtres friables, mi-dures et indurées disposées en alternance à aspect schistoïde.

- La profondeur du toit de ce substratum dans chaque sondage est citée dans le tableau Ci-après :

Sondage n°	SC1	SC2	SC3
Profondeur(m)	7.40	7.80	4.00

Les profondeurs sont données à partir du terrain naturel.

III-3-3/ Présentation des résultats du sondage pressiométrique

III-3-3-1/Les Caractéristiques pressiométrique

Les terrains où seront implantés les éléments de l'ouvrage ont relevé trois horizons principaux, dont les valeurs des caractéristiques pressiométrique E et P_l dans les différents sols rencontrés sont les suivantes :

- **Remblais et alluvions :**
 - 3 bars < P_l < 9bars, pour 49 bars < E_m < 175 bars
- **Marne grisâtre schistosée tendre (friable) :**
 - 13 bars < P_l < 23 bars, pour 135 bars < E_m < 500 bars.
- **Marne grisâtre schistosée mi- dure à indurée :**
 - P_l > 30 bars, pour E_m > 600 bars.

Les essais pressiométrique effectués varient de 19 à 21,5 m de profondeur Avec :

- E_m : Module pressiométrique.
- P_f : Pression de fluage.
- P_l : Pression limite.

Sondage pressiométrique N°1**Tableau III.1 : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1 [14].**

Profondeur (m)	Module de déformation E_m (bars)	Pression limite P_1 (bars)	P_0 (bars)	pression limite nette $P_1^* = (P_1 - P_0)$	E_m/P_1	Lithologie
1	189.62	7.08	0.12	6.96	26.78	remblais hétérogènes
3	114.87	6.68	0.37	6.31	17.20	
5	46.87	5.48	0.55	4.93	8.57	
7	378.38	20.08	0.77	19.31	18.84	alluvions grossières
9	504.65	20.88	0.99	19.89	24.17	marne à schistosité grisâtre mi-dure
11	308.37	16.88	1.21	15.67	18.27	
13	1908.18	49.48	1.43	48.05	38.56	
15	936.86	21.38	1.65	19.73	43.82	
17	2146.20	54.18	1.87	52.31	39.61	
19	6538.82	60.00	2.09	57.91	108.98	

Sondage pressiométrique N°2**Tableau III.2 : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2 [14].**

Profondeur (m)	Module de déformation E_m (bars)	Pression limite P_1 (bars)	P_0 (bars)	pression limite nette $P_1^* = (P_1 - P_0)$	E_m/P_1	Lithologie
1	66.48	4.48	0.126	3.22	14.84	remblais hétérogènes
3	51.42	3.18	0.37	2.81	16.17	
5	175.44	8.79	0.63	8.16	19.16	alluvions grossières
7	4771.97	60	0.77	59.23	79.53	Interaction de la marne schistosité grisâtre mi-dure et la marne à schistosité grisâtre indurée
9	7164.21	60	0.99	59.01	119.4	
11	6871.85	69.58	1.21	68.37	98.76	
13	1867.12	88.88	1.43	87.45	21.01	
15	571.01	32.38	1.65	30.73	17.63	
17	1915.04	60.58	1.87	58.71	31.61	
19	1998.24	59.38	2.09	57.29	33.65	

Sondage pressiométrique N°3**Tableau III.3 : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°3[14]**

Profondeur (m)	Module de déformation Em (bars)	Pression limite P ₁ (bars)	P ₀ (bars)	pression limite nette P ₁ *= (P ₁ -P ₀)	E _m /P ₁	Lithologie
1	67.89	6.77	0.126	6.64	10.03	alluvions grossières
3	25.28	4.28	0.378	3.99	6.02	
5	215.04	12.58	0.55	12.03	17.09	
7	199.01	13.28	0.77	12.51	14.99	marne à schistosité grisâtre mi-dure
9	879.93	32.28	0.99	31.29	27.26	
11	668.12	36.88	1.21	35.65	18.12	
13	1014.30	39.58	1.43	38.15	25.63	
15	2087.92	57.48	1.65	55.83	36.32	
17	1777.99	56.78	1.87	54.91	31.31	
19	4340.05	51.00	2.09	48.91	85.10	

III-3-4/ Essais de Laboratoire**III-3-4-1/ Programme des essais de laboratoire**

Il y a lieu de rappeler qu'un programme des essais de laboratoire a été établi par le LTP Est, le prélèvement intéresse beaucoup plus les formations marneuses où seront implantés les pieux. Les essais réalisés en laboratoire sur les échantillons non remaniés ont porté essentiellement sur :

- **mesure de poids volumique sec γ_d (t/m³)**

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

P_s: poids des particules solides

V_t: volume total

- **Poids volumique apparent ou poids volumique humide γ_h**

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume

$$\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$$

P_t : poids total du matériau ; **V_t**: volume total du matériau

➤ **mesure de la teneur en eau naturelle W_n (%)**

C'est la caractéristique la plus facile à déterminer. La teneur en eau se détermine par deux pesées. Une première pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse m de l'échantillon humide et une deuxième pesée, après passage à l'étuve à **105°C** pendant **24heures** (évaporation de l'eau libre et de l'eau capillaire), donne la masse sèche de l'échantillon **m_s** .

$$W_n = \frac{m - m_s}{m_s} \times 100$$

P_w : poids de l'eau

P_s : poids des particules solides

III-3-4-2/ Résultats des essais physico mécaniques

➤ **Masse volumique apparente γ_d t/m³**

Tableau III-4: Masse volumique apparente [14].

Densité \ n° du sondage	1	2	3
	γ_d maximal	2.28	2.40
γ_d moyenne	2.04	2.37	1.92
γ_d minimale	1.80	2.35	2.07

Le sol en général est très dense.

➤ **Teneur en eau naturelle (W_n %)**

Tableau III-5 : Teneur en eau naturelle [14].

n° du sondage teneur en eau (%)	1	2	3
	W_n maximal	16.89	6.63
W_n moyenne	12.43	6	10.26
W_n minimale	07.97	5.35	7.30

La teneur en eau naturelle est comprise entre 5.35 % et 12.43 %, donc c'est un sol faiblement humide.

➤ **La résistance à la compression R_c (KPa)**

Tableau III-6 : résultats des essais de résistance à la compression R_c [14].

Resistance N° du sondage	valeurs de la résistance à la compression uniaxiale (KPa)	$c_{uu}^* = R_c/2$ (KPa)	
1	14.90/15.15m	141	70.50
	15.70/15.95m	123.00	61.50
2	11.35/11.80m	111.40	55.70
	12.15/12.40m	120.60	60.30
	12.80/13.20m	118.70	59.35
	13.80/14.30m	129.00	64.50
3	8.60/9.00m	98.50	49.25
	11.60/11.80m	119.00	59.50

Le sol en général est mi-dur

III-3-4-3/ Analyses chimiques

L'analyse chimique consiste à déterminer la teneur de certains éléments chimiques dans le sol tel que : les sulfates, les gypses, les matières organiques,... et cela pour prévoir les caractéristiques du béton à utiliser pour qu'il aura une bonne résistance vis à vis de l'environnement auquel il appartient. Ces essais comportent :

- teneur en carbonates.
- teneur en sulfates.
- teneur en insolubles.
- teneur en ammoniacales.
- teneur en chlore.

III-3-4-4/ Résultats des essais chimiques**Tableau III-7: résultats de l'analyse chimique[14].**

valeurs en %		Teneur en carbonates	Teneur en insolubles	Teneur en gypses	Teneur en sulfates
N° du sondage					
1	8.00/10.50m	18.00	76.00	0.68	0.38
	14.50/16.00m	23.00	68.00	traces	
2	11.35/11.80m	21.58	73.71	0.00	0.00
	12.15/12.40m	12.23	76.33	0.00	0.00
	12.80/13.20m	11.51	76.01	0.00	0.00
	13.80/14.30m	14.38	72.70	0.00	0.00
3	8.00/12.00m	27.00	67.00	0.50	0.28
	12.00/15.00m	12.00	77.00	0.45	0.26

Le sol est faiblement agressif puisque est assez carbonaté.

III-3-5/ Détermination des caractéristiques du sol à partir des essais in situ**III-3-5-1/ Calcul du module de déformation () a partir des essais in situ [11]****Corrélation entre le module pressiométrique et œdométrique du sol :**

Les applications de l'essai pressiométrique aux prévisions de déformation à long terme conduisent a se rattacher a la théorie de consolidation.

A cet effet **L.Menard** a définit un coefficient a appelé **coefficient rhéologique** ou coefficient de structure de sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module œdométrique [11].

= ———

Les valeurs numérique du coefficient a dépendent de la nature et l'état du sol. Elles sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : coefficient rhéologique du sol [11].

type	Tourbe α	Argile E/Pl α	Limon E/Pl α	Sable E/Pl α	Sable et gravier E/Pl α	Roche Type α
Surconsolidé Très serré	—	>16 1	>14 2/3	>12 1/2	>10 1/3	Très peu fracturé 2/3 Normal 1/2
Normalement consolidé Normalement serré	1	9-16 2/3	8-14 1/2	7-12 1/3	6-10 1/4	Très fracturé 1/3
Sous-consolidé, altéré	—	7-9 1/2	5-8 1/2	5-7 1/3	—	Très altéré 2/3

Corrélation entre le module de déformation du sol

Ce module définit le rapport entre les contraintes et les déformations, il est utilisé lorsque les charges ont une durée d'application suffisante pour que la consolidation du sol ait le temps de se réaliser entièrement.

Le module de déformation drainé est lié au module œdométrique par la formule :

$$= \times \frac{(\nu + \nu')(\nu - \nu')}{(\nu - \nu')}$$

: Module d'élasticité du sol.

: Module œdométrique du sol.

: Module du poisson.

Avec $\nu = 0.3$ (cas général), il en résulte :

$$= \nu, \times$$

Tableau III-9 : Récapitulation des différentes valeurs des modules d'élasticité E_s .

N° couche	Nature géotechnique Des couches de sol	(bars)		(bars)	(bars)
1	Remblais hétérogènes	117.12	2/3	78.08	58.56
2	alluvions grossières	378.38	2/3	252.25	189.19
3	marne à schistosité grisâtre midure	2057.18	1	2057.18	1542.89
4	marne à schistosité grisâtre indurée	7018.03	1	7018.03	5263.52

III-3-5-2/ Autres caractéristiques des couches de sol

Les caractéristiques des couches de sol déterminées ci-dessus ou données dans l'étude de sol du projet sont récapitulées dans le tableau ci après :

Tableau III-10 : les différentes caractéristiques des couches du sol.

COUCHE	φ (°)	C (Kpa)	(t/m^3)	(bars)
Remblais du site	9	20	2	58.56
alluvions grossières	35	13	2.11	189.19
marne à schistosité grisâtre midure	6	70	2.2	1542.89
marne à schistosité grisâtre indurée	3	120	2.5	5263.52

III-4/ CONCLUSION

D'après les sondages carottés exécutés, la nature des couches du sol est :

- un remblai hétérogène d'épaisseur qui varie entre 0 à 7,8m.
- un substratum constitué par des marnes grisâtres friables, mi-dures et indurées disposées en alternance à aspect schistoïde.

Le sol est assez carbonaté à environnement faiblement agressif ponctuellement, ce dernier est localisé dans le lieu du premier et de troisième sondage carotté.

Chapitre

IV

Etude des fondations

IV-1/ INTRODUCTION

Les fondations sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers), on opte pour des fondations profondes.

Pour le calcul, les deux types de fondations (profonde et superficielle) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

IV -2 CAPACITE PORTANTE D'UN SOL

C'est la résistance au poinçonnement et au tassement en fonction de la cohésion et des frictions internes. Il est indispensable de connaître la capacité portante d'un sol afin d'établir le système de fondation d'un ouvrage. Sa mesure s'acquiert généralement par des essais de sol.

IV-3/ DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS [7]

Le type de fondation dépend de B et D (voir la figure IV-1)

B : largeur de la fondation.

D : Encastrement de la fondation

- si $D/B < 1.5$ la fondation est dite superficielle
- si $1.5 < D/B < 5$ la fondation est dite semi-profonde.
- si $D/B > 5$ la fondation est dite profonde.

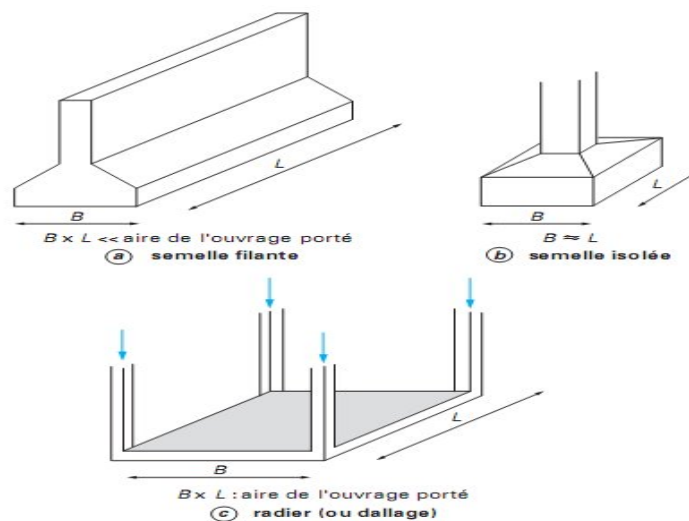


Figure IV.1 : Types de fondations superficielles [9].

IV-3-1/ Fondations superficielles

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

IV-3-1-1/ Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

Pour une semelle sous charge verticale de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

$$q_{adm} = \left(\frac{q_p}{F_s} \times \left(1 + \frac{D}{L} \right) + \gamma_i h_i \right), \quad q' = \sum \gamma_i h_i$$

Avec :

γ_i : poids volumique du sol.

* : Pression limite équivalente.

K_p : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.

$F_s=3$

➤ Valeurs du coefficient de portance K_p

Tableau IV.1: Les valeurs de K_p [7].

Type de sol	Expression de K_p
Argile et limon A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argile et limon B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argile C	$0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1.30 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marne, marno-calcaire, roches altérée	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

La classe du sol a été déterminée à partir du Tableau II.1

➤ **Pression limite équivalente :**

Si le sol est homogène sur une profondeur sous la semelle au moins égale à **1.5B**, la pression limite équivalente q_{lim}^* est égale à la pression limite nette régnant sur cette épaisseur. Lorsque les sols présentent des variations de résistance entre les profondeurs D et D+1.5B, la pression limite équivalente q_{lim}^* est égale à la moyenne géométrique des valeurs de q_{lim}^* mesurées sur cette épaisseur :

$$q_{lim}^* = \sqrt[q_{lim1}^* \times q_{lim2}^* \times q_{lim3}^* \dots q_{limn}^*]}$$

➤ **Hauteur d'encastrement équivalente :**

La hauteur d'encastrement équivalent D_e est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{q_{lim}^*}{\gamma} ()$$

$q_{lim}^* ()$: Moyenne des valeurs de pression limite.

IV-3-1-2/ Influence d'une charge verticale sur une fondation à proximité d'un talus :

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culées de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte de fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance de cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que les cotés où le sol est horizontal.

Pour une fondation sous charge verticale centré à proximité d'un talus la relation précédente deviennent :

$$q_{adm} = - \gamma \times \Psi(\beta, d/B) + q_{lim}^* \quad \text{avec} \quad \Psi(\beta, d/B) = (, /)$$

Les valeurs de la fonction $\Psi(\beta, d/B)$, pour un encastrement nul sont représentées sur la figure IV.2

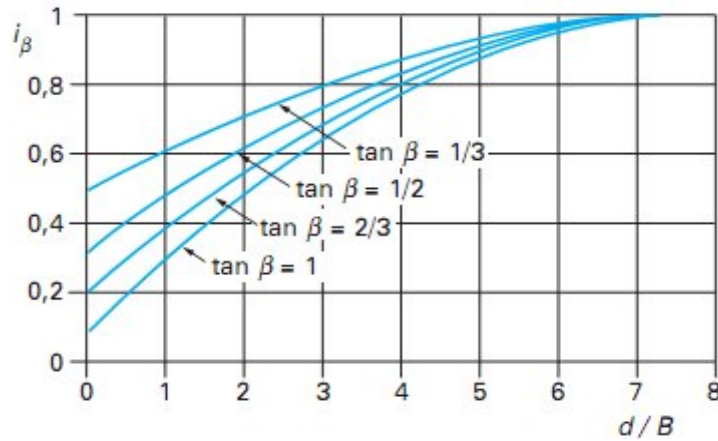


Figure IV.2 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul [9].

Est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontal et d est la distance au talus de la base de la fondation.

Dans le cas où l'encastrement non nul, on remplace dans un premier temps β par l'angle qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée, β' est représenté graphiquement sur la figure IV.3.

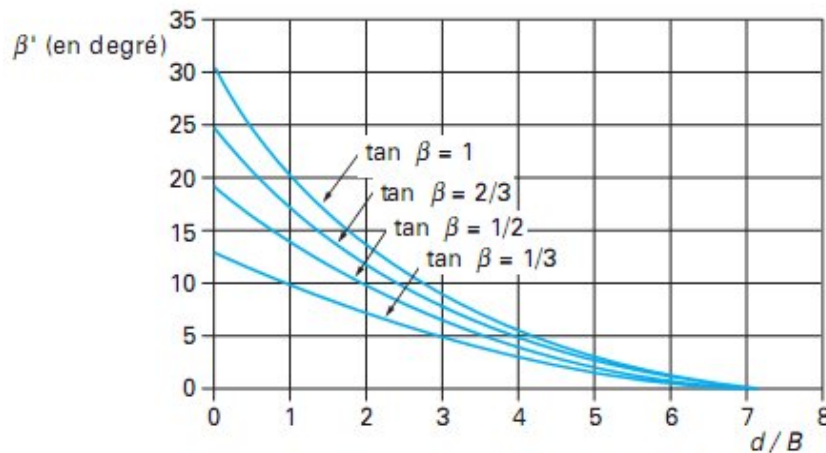


Figure IV.3 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus [9].

Puis on reprend, pour la valeur réelle de l'encastrement H/B , la réduction pour une charge inclinée de β' en sol pulvérulent figure IV.4.

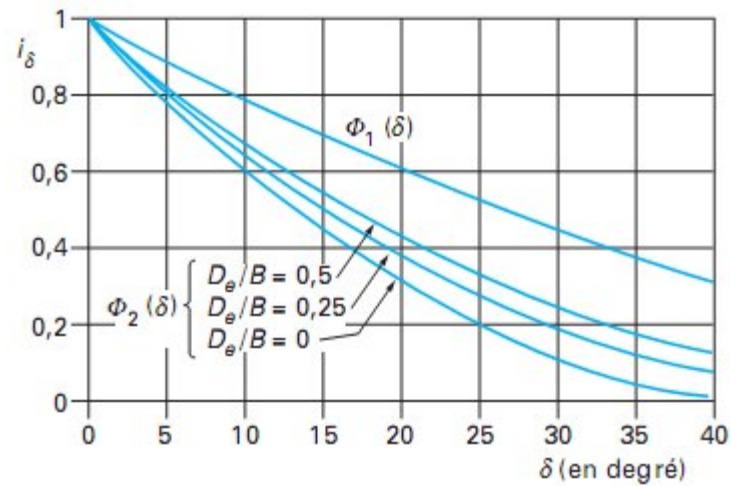


Figure IV.4 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal [9].

IV-3-1-3/Calcul de la capacité portante

❖ Essai pressiométrique N°1

Les valeurs des pressions limites nettes sont résumées dans le tableau suivant pour une profondeur de 19 m :

Tableau IV.2 : valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°1

Profondeur (m)	* (bars)
1	6.96
3	6.31
5	4.93
7	19.31
9	19.89
11	15.67
13	48.05
15	19.73
17	52.31
19	57.91

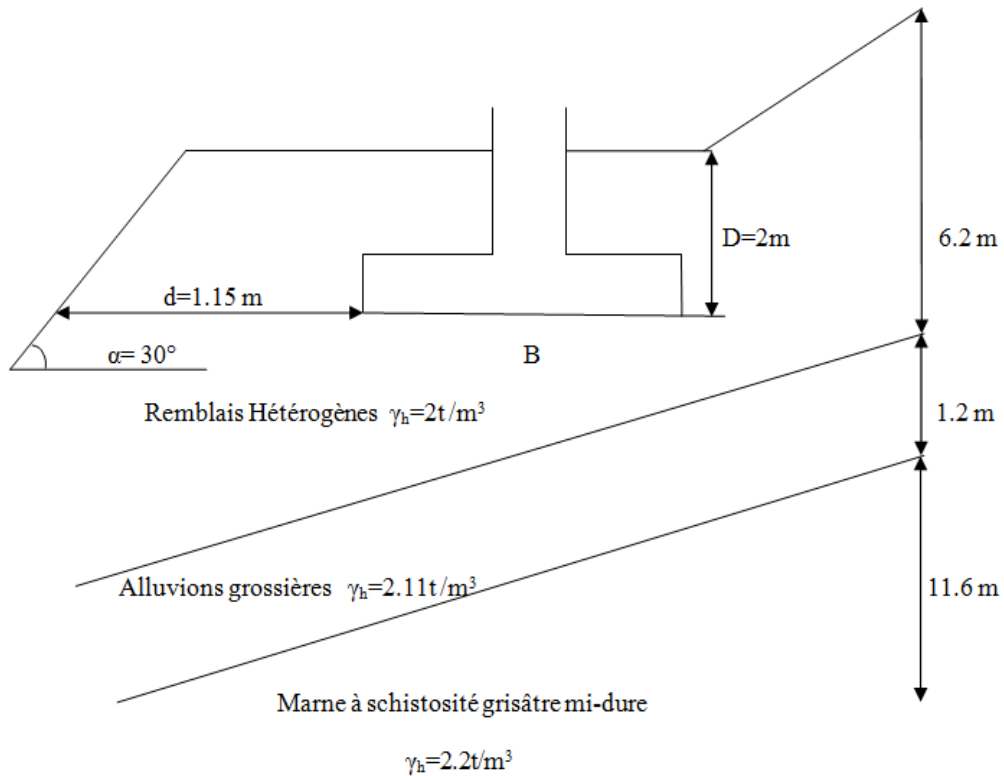


Figure IV.5 : coupe sur le sol sous la fondation (SPI).

$$q_{adm} = \dots \times \dots \times \dots + \dots ; q = \sum \gamma_i h_i ;$$

$$q = (2 \times 2) \Rightarrow q = 4t/m^2 = 0.4 \text{ bars}$$

Dans notre cas la fondation est sur des couches non homogènes,

$$P^* = \overline{P^* \times P^* \times P^* \dots P^*}$$

Remarque : Dans le calcul de la pression limite équivalente, on ne tient compte que de valeurs de γ^* au-dessus de $1.5B = 8,7m$

$$P^* = \sqrt{6.96 \times 6.31 \times 4.93 \times 19.31 \times 19.89}$$

$$\gamma^* = 9.63 \text{ bars}$$

Notre remblai est constitué d'argile et de limon B (Tableau IV.1)

$$\Rightarrow K_p = 0.8 [1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \dots)]$$

$$D = \frac{1}{9.63} \frac{6.96 + 6.31}{2}$$

$$D = 1.37\text{m}$$

$$\text{Donc : } K_p = 0.82$$

De la *figure IV.3* on $\beta' = 22^\circ$ tq $d/B = 0,2$ et $\tan\beta = 0.57$

La *figure IV.4* nous donne $\lambda = 0,4$ tq $D/B = 0.236$

D'où la capacité portante du sol est : $q_{adm} = \frac{1}{9.63} \times 9.63 \times 0.4 + 0.4$

$$q_{adm} = 1.45 \text{ bars}$$

❖ sondage pressiométrique N°2:

Les valeurs des pressions limites nettes sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : valeurs des pressions limites nettes du sondage N°2.

Profondeur (m)	* (bars)
1	3.22
3	2.81
5	8.16
7	59.23
9	59.01
11	68.37
13	87.45
15	30.73
17	58.71
19	57.27

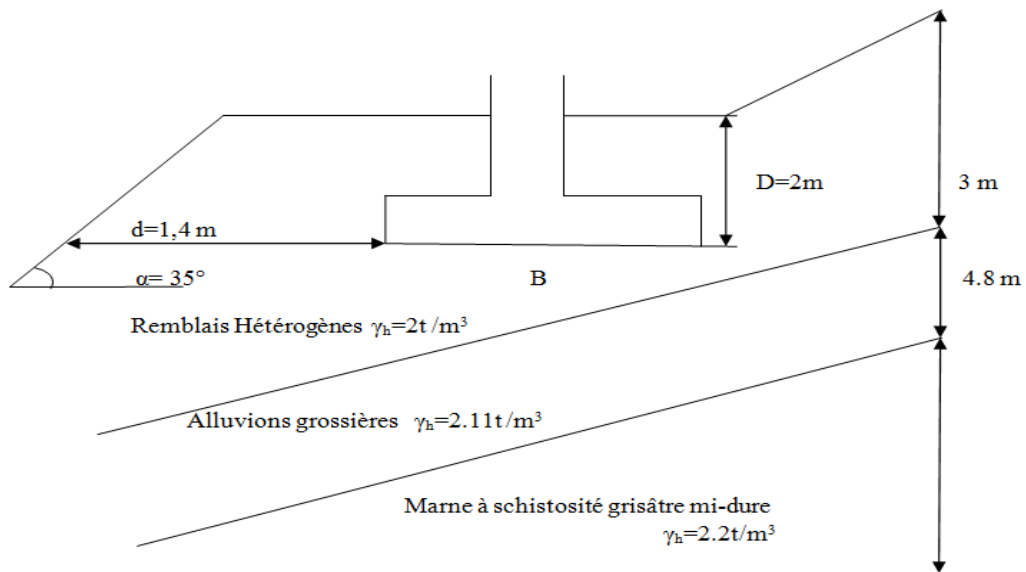


Figure IV.6: coupe sur le sol sous la fondation (SP2).

De la même manière que sondage N°1, on aura :

$q = 0.4 \text{ bars}$

$P^* = 8.13 \text{ bars}$

$D = 0.74 \text{ m} \Rightarrow K_p = 0.81$
 $= 0,5$

D'où la capacité portante du sol est : $q_{adm} = 1.49 \text{ bars}$

❖ sondage pressiométrique N°3:

Tableau IV.4 : valeurs des pressions limites nettes du sondage N°3.

Profondeur (m)	* (bars)
1	6.64
3	3.99
5	12.03
7	12.51
9	31.29
11	35.67
13	38.15
15	55.83
17	54.91
19	48.91

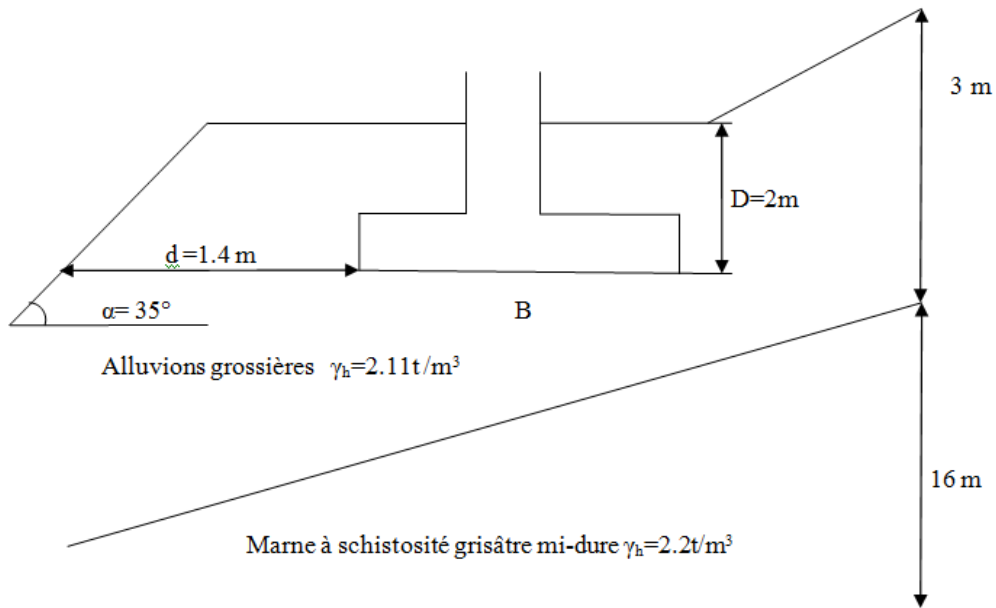


Figure IV.7: coupe sur le sol sous la fondation (SP3).

De la même manière que sondage N°1, on aura :

$$q = 0.422 \text{ bars}$$

$$P^* = 7.94 \text{ bars}$$

$$D = 1.34 \text{ m} \Rightarrow K_p = 0.82$$

$$= 0,5$$

D'où la capacité portante du sol est : $q_{adm} = 1.51 \text{ bars}$

On prend le cas le plus défavorable

$$q_{ad} = \min \{ 1.45, 1.49, 1.51 \text{ (bars)} \}$$

$$q_{ad} = 1.45 \text{ bars}$$

IV-3-3/ Fondations profondes

IV-3-3-1/Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

❖ **sondage pressiométrique N°1:**

Calcul de la charge limite de pointe :

$$Q_{pu} = A_p \cdot \dots^*$$

- Une lithologie marneuse.
- Un élément mis en œuvre sans refoulement de sol.

$$\left. \begin{array}{l} \dots \\ \dots \end{array} \right\} \Rightarrow = \dots$$

$$A_p = \pi R^2 = \pi \cdot 0.6^2 \Rightarrow A_p = 1.13m^2.$$

$$^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \times \frac{(19.73 + 52.31)}{2} \times 2.4 =$$

$$Q_{pu} = 1.13 \times 1.8 \times 36 = 7322.4KN$$

Calcul de la hauteur d'encastrement :

$$= \frac{1}{\dots} \int \dots^*(\dots)$$

$$= \dots^*(\dots)$$

$$= \dots \frac{\dots + \dots + \dots}{\dots} \times \dots + \dots \frac{\dots + \dots + \dots}{\dots} \times \dots$$

$$+ \dots \times \dots + \dots \times \dots$$

$$= 7.50m.$$

Calcul de la charge limite en frottement latéral:

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2}$$

Dans les alluvionnes grossière:

$$Q_{su1} = P \cdot q_{s1} \cdot h_1$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768m$$

- Graves et cailloux.
 - $Q_2, \quad * = 19 \text{ bars} = 1.9 \text{ Mpa}$
 - Foré tubé.
 - Courbe Q_2
- } $\Rightarrow q_{s1} = 0.8 \text{ bars}$

$$Q_{su1} = 3.768 \times 0.8 \times 1.5 = \mathbf{452.16 \text{ KN}}$$

Dans les sols marneux

$$Q_{su2} = P \cdot q_{s2} \cdot h_2$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768\text{m}$$

- Sols marneux.
 - $Q_3, \quad * = 30 \text{ bars} = 3\text{Mpa}$
 - Foré tubé.
 - Courbe Q_3
- } $\Rightarrow q_{s1} = 1.2 \text{ bars}$

$$Q_{su2} = 3.768 \times 1.2 \times 7.5 = 3391.2\text{KN}$$

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 452.16 + 3391.2 = \mathbf{3843.36 \text{ KN.}}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 7322.4 + \mathbf{3843.36} = \mathbf{11165.76 \text{ KN}}$$

Calcul de la charge admissible : ELU

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 0.5 \times 7322.2 + 0.7 \times 3843.36 = \dots$$

$$Q_{ad} = Q_c / 1.40 = 6351.55 / 1.4 = \mathbf{4536.82 \text{ KN}}$$

Tableau IV.6 : Résultats du calcul de Q_{ad} .

Charges	Q_{pu}	Q_{su}	Q_u	Q_c	Q_{ad}
Unité (KN)	7322.40	3843.36	11165.76	6351.55	4536.82

❖ sondage pressiométrique N°2:

Calcul de la charge de la pointe limite :

$$Q_{pu} = A_p \cdot q_p^*$$

- Une lithologie marneuse.
 - Un élément mis en œuvre sans refoulement de sol.
- } ⇒ = .

$$A_p = \pi R^2 = \pi \cdot 0.6^2 \Rightarrow A_p = 1.13m^2$$

$$q_p^* = 18 \text{ bars}$$

$$Q_{pu} = 1.13 \times 18 \times 50 = 10170 \text{KN}$$

Calcul de la hauteur d'encastrement :

$$= \frac{Q_{pu}}{q_p^*} \cdot (1)$$

$$= \frac{10170}{18} \cdot (1) = \frac{10170}{18} \times 1 + \frac{10170}{18} \times 1 + \frac{10170}{18} \times 1$$

$$= 7.26m$$

Calcul de la charge limite en frottement latéral:

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2}$$

Dans les alluvionnes grossière:

$$Q_{su1} = P \cdot q_{s1} \cdot h_1$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768m$$

- Graves et cailloux.
 - $Q_2, q_{s1}^* = 8 \text{ bars} = 0.8 \text{ Mpa}$
 - Foré tubé.
 - Courbe Q_2
- } ⇒ $q_{s1} = 0.5 \text{ bars}$

$$Q_{su1} = 3.768 \times 0.5 \times 3 = \mathbf{565.2 \text{ KN}}$$

Dans les sols marneux

$$Q_{su2} = P \cdot q_{s2} \cdot h_2$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768\text{m}$$

- Sols marneux.
 - $Q_{4, \text{ *}} = 50 \text{ bars} = 5\text{Mpa}$
 - Foré tubé.
 - Courbe Q_4
- } $\Rightarrow q_{s2} = 1.6 \text{ bars}$

$$Q_{su2} = 3.768 \times 1.6 \times 5 = 3014.4\text{KN}$$

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 565.2 + 3014.4\text{KN} = \mathbf{3579.6 \text{ KN.}}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 10170 + 3579.6 = \mathbf{130749.6\text{KN}}$$

Calcul de la charge admissible :

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 0.5 \times 10170 + 0.7 \times 3579.6 = \dots$$

$$Q_{ad} = Q_c / 1.40 = 7801.72 / 1.4 = 5421.94\text{KN}$$

Tableau IV.7: Résultats du calcul de Q_{ad} .

Charges	Q_{pu}	Q_{su}	Q_u	Q_c	Q_{ad}
Unité (KN)	10170	3579.6	130749.6	7590.72	5421.94

❖ **sondage pressiométrique N°3:**

Calcul de la charge de la pointe limite :

$$Q_{pu} = A_p \cdot \dots \cdot \dots \cdot \dots$$

- Une lithologie marneuse.
 - Un élément mis en œuvre sans refoulement de sol.
- } $\Rightarrow \dots = \dots$

$$\bullet \quad A_p = \pi R^2 = \pi \cdot 0.6^2 \Rightarrow A_p = 1.13\text{m}^2.$$

$$P^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \times \frac{(35.67 + 38.15) \times 2.4}{2} =$$

$$Q_{pu} = 1.13 \times 1.8 \times 37 = \mathbf{7525.8\text{KN}}$$

Calcul de la hauteur d'encastrement :

$$D = \frac{1}{*} \quad * ().$$

$$D = \frac{1}{37} \quad * ().$$

$$= \frac{1}{37} \left[\frac{6.77 + 4.28}{2} \times 3 + \frac{12.03 + 12.51}{2} \times 4 + \frac{31.29 + 35.67}{2} \times 4 \right]$$

$$= \mathbf{5.40\text{m.}}$$

Calcul de la charge limite en frottement latéral:

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2}$$

Dans les alluvions grossières:

$$Q_{su1} = P \cdot q_{s1} \cdot h_1.$$

$$P = 3.768\text{m.}$$

- | | | |
|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • remblais hétérogènes • $Q_1, \quad * = 4\text{bars} = 0.4\text{Mpa}$ • Foré tubé. • Courbe Q_1 | } | $\Rightarrow q_{s1} = 0.2 \text{ bars}$ |
|---|---|---|

$$Q_{su1} = 3.768 \times 0.2 \times 4 = \mathbf{301.44\text{KN}}$$

Dans les sols marneux

$$Q_{su2} = P \cdot q_{s2} \cdot h_2.$$

$$P = 3.768 \text{ m.}$$

- sols marneux.
 - $Q_3^* = 23 \text{ bars} = 2.3 \text{ Mpa}$
 - Foré tubé.
 - Courbe Q_3
- } $\Rightarrow q_{s2} = 1.2 \text{ bars}$

$$Q_{su2} = 3.768 \times 1.2 \times 7 = \mathbf{3165.12 \text{ KN}}$$

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 301.44 + 3165.12 = \mathbf{3466.56 \text{ KN.}}$$

Tableau IV.8 : Résultats du calcul de Q_{ad}

Charges	Q_{pu}	Q_{su}	Q_u	Q_c	Q_{ad}
Unité (KN)	7525.8	3466.56	10992.36	6189.49	4421.06

$$Q_{ad} = \min (4536.82, 5421.94, 4421.06) \text{ (KN)}$$

$$Q_{ad} = \mathbf{4421.06 \text{ KN}}$$

Q_{ad} : c'est la charge admissible revenant à chaque pieu.

IV-4/ CHOIX DE LA DISPOSITION DES PIEUX SOUS LA SEMELLE

La disposition des pieux est une étape très importante vue a son influence sur la résistance des fondations de l'ouvrage aux différentes sollicitations (charges verticales, charges horizontales et les moments).

- Premier cas (disposition linéaire)

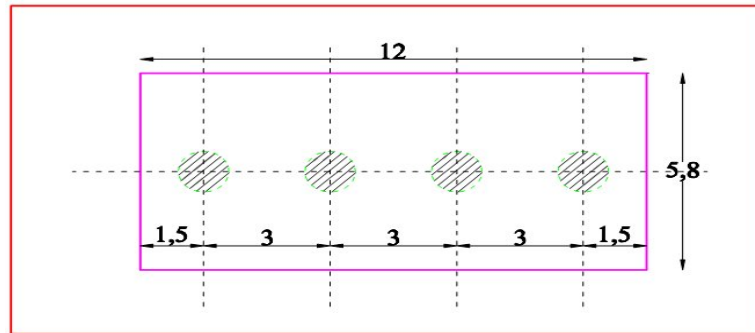


Figure IV-8: la disposition linéaire des pieux sous la semelle.

Notre ouvrage soumis à des moments renversants considérables donc La disposition linéaire des pieux ne peut pas résister aux efforts produisent.

- Deuxième cas (disposition rectangulaire)

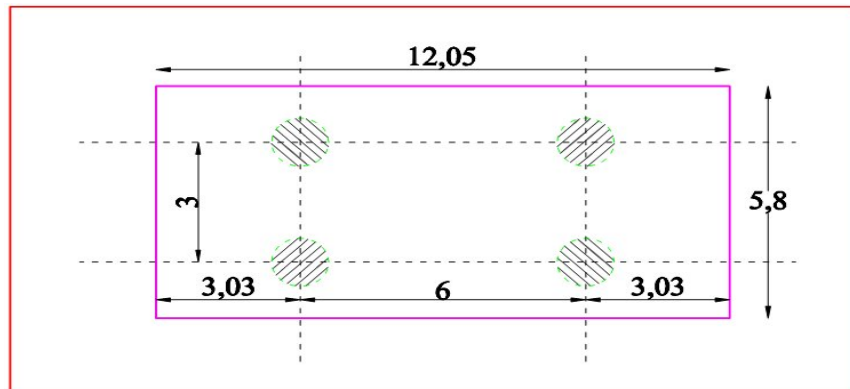


Figure IV-9 : La disposition rectangulaire des pieux sous la semelle.

Calcul du coefficient d'efficacité du groupe de pieux :

$$C_e = 1 - \frac{(\dots)}{(2 - \dots)}$$

C_e=0.75

- Troisième cas (disposition en quinconce)

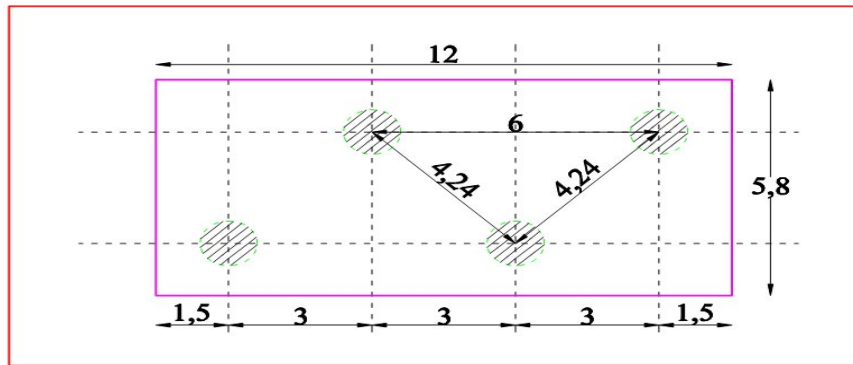


Figure IV-10: La disposition en quinconce des pieux sous la semelle.

Calcul du coefficient d'efficacité du groupe de pieux :

- $C_e = 1 - \frac{1}{n} (2 - \dots)$

$C_e = 0.82$

III-6/ CONCLUSION

D'après la nature du sol rencontré, les fondations profondes sont les mieux placées vu aux épaisseurs des remblais et les alluvions en surface, ce qui nécessite l'utilisation des fondations profondes, après étude de ces fondations on a constaté que l'usage des pieux de 1.2m de diamètre et de 25m de longueur permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Concernant la disposition des pieux sous la fondation on a constaté que la disposition rectangulaire (2x2) donne des distances importantes entre les pieux (entraxe=06 m), ce qui nous pousse à augmenter le nombre des pieux. Par contre la disposition en quinconce nous assure au même temps une bonne répartition des efforts horizontaux (chaque 03 m) et aux moments dus à la poussée des terres. Donc c'est la disposition la plus idéale et la plus économique.

Chapitre

V

dimensionnement de mur de
soutènement en B.A sur pieux

V-1/ INTRODUCTION

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 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.

V-2/ DESCRIPTION

Le soutènement aval sur pieux sera assuré par un mur en béton armé ancré sur pieux forés, la figure V.1 représente une coupe transversale du mur.

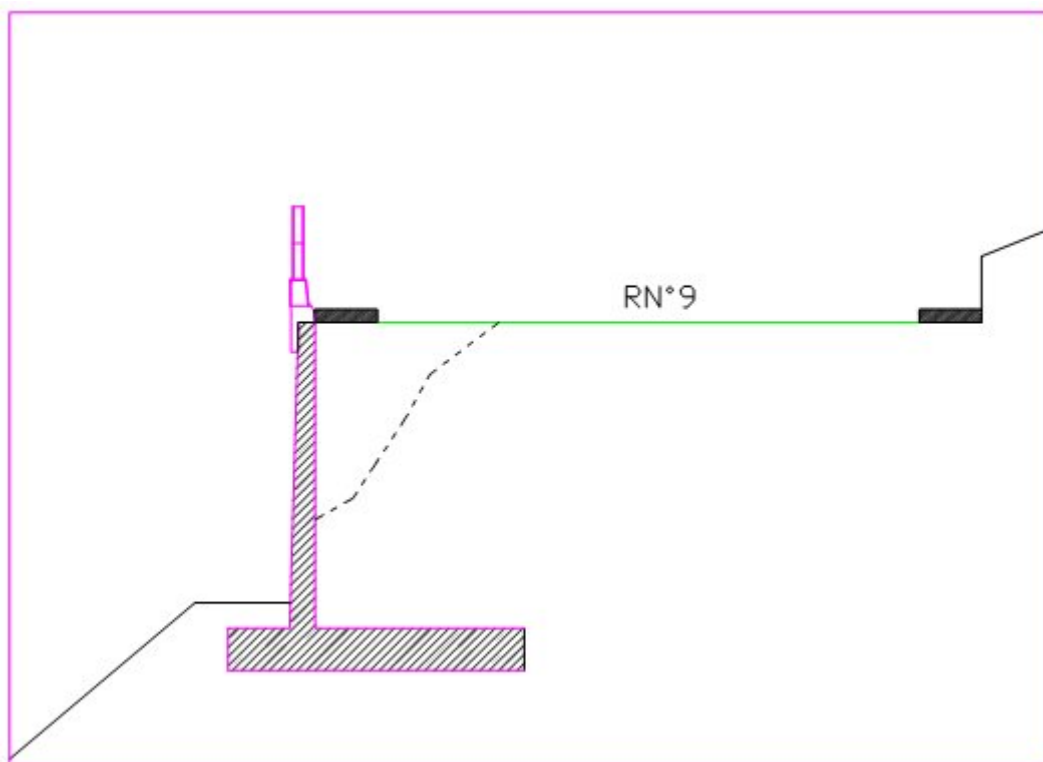


Figure V.1 : coupe transversale du mur.

Derrière le mur, il sera procédé à la pose d'un drain en matériaux granuleux et le remblaiement par du tout venant d'Oued ou de carrière (TVO ou TVC 0/60).

V-3/ PREDIMENSIONNEMENT DE MUR DE SOUTÈNEMENT SUR PIEU

Hauteur du mur $H = 6$ m

Diamètre de pieu $B = 1.2$ m

Epaisseur de la semelle : $h \geq 1,2B \rightarrow h \geq (1,2 \times 1,2 = 1,44) \rightarrow h = 1,5\text{m}$

Largeur de la semelle : $L \geq d + 1,2B \rightarrow L \geq (3 + 1,2 \times 1,2) \rightarrow L = 5,80\text{m}$

Entraxe des pieux : $d > (2,5 \times) \rightarrow d > (2,5 \times 1,2 = 3\text{m}) \rightarrow$ on prend 3m en quinconce

Epaisseur du mur : $e = \text{---} = 0,6\text{m}$

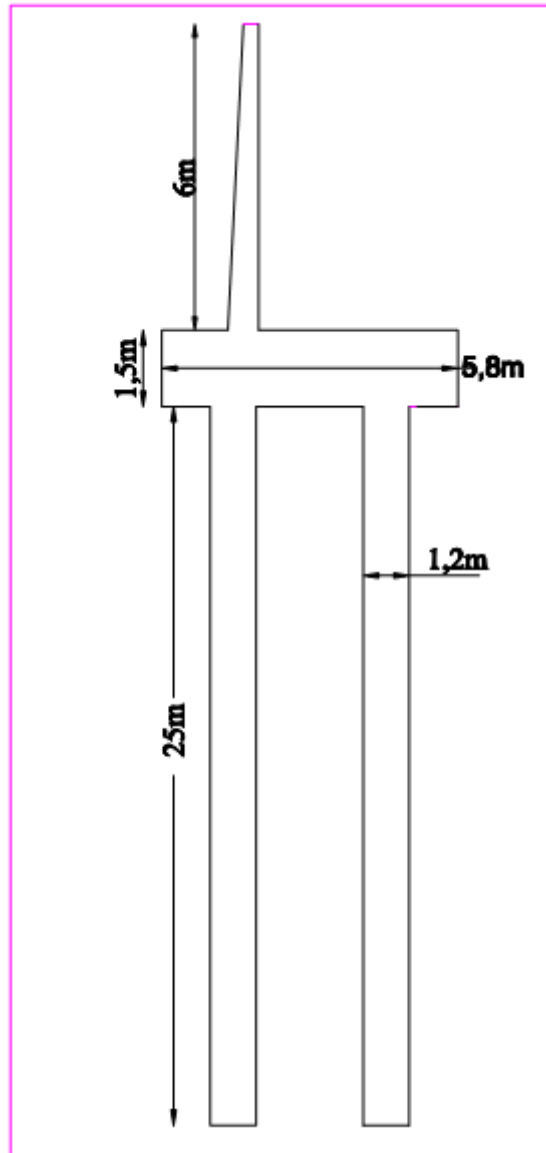


Figure V-2 : Dimensions du mur en B.A sur pieux

Ce genre de soutènement avec un comportement rigide nécessite un ancrage dans un sol compact de bonne portance, donc les pieux seront ancrés dans les marnes compactes à une profondeur de l'ordre de 25 m. (Voir figure V-3).

Pour considérer un ancrage avéré dans la couche de schiste marneuse indurée, la documentation technique (**Fond 72**) recommande d'ancrer le pieu dans cette couche d'au moins 03 diamètres, soit $3B=3.6$ m (Voir figure V-3).

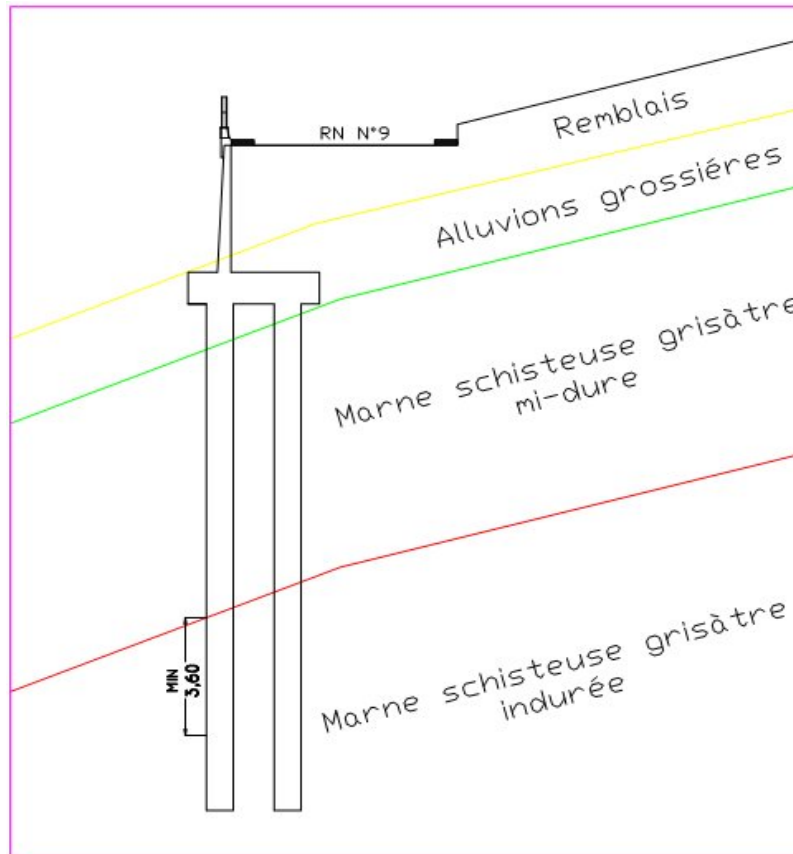


Figure V-3 : Ancrage recommandé .

V-4/ CALCUL DES POUSSEES ET VERIFICATION DE LA STABILITE

V-4-1/ Données Géotechniques

Poids volumique du remblai : $\gamma = 18 \text{ KN/ m}^3$

L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\varphi = 30^\circ$

L'angle de frottement sur le mur : $\delta = (2/3 \varphi) = 20^\circ$

Angle d'inclinaison de la surface : $\beta = 0$

V-4-2/ Données Géométriques

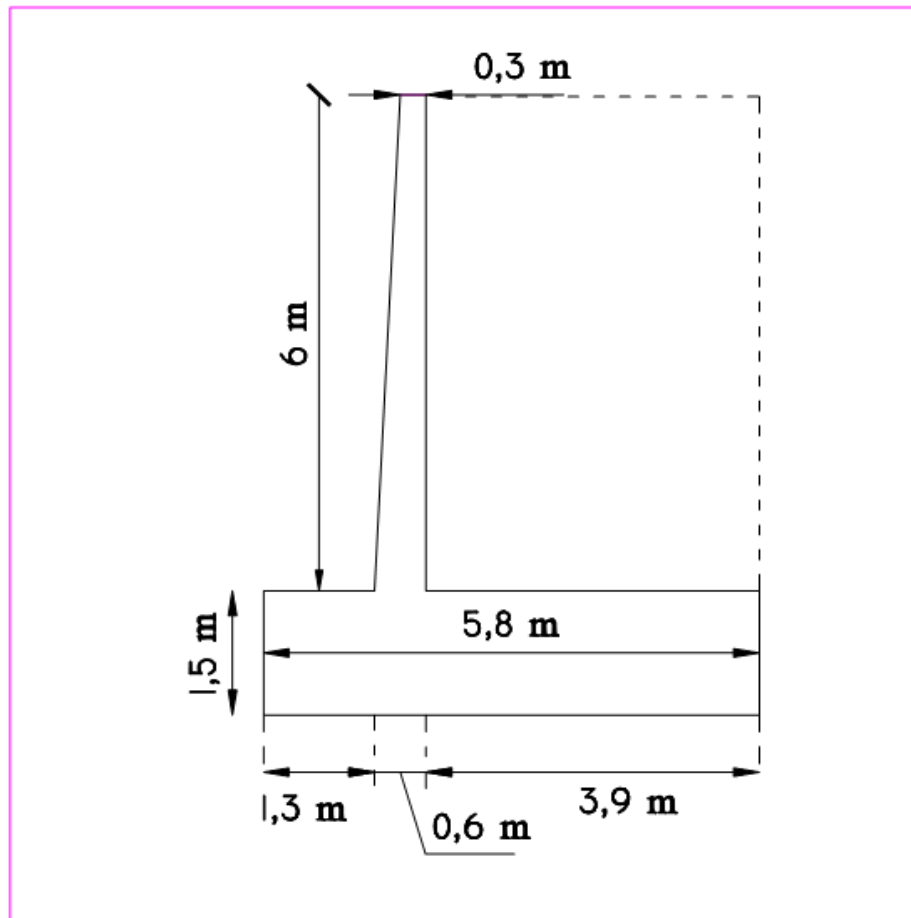


Figure V-4 : Données géométriques du mur.

V-4-3/ Cas statique

V-4-3-1/ Bilan des forces agissantes sur le mur

Forces stabilisatrices :

G_1 : Poids des remblais.

G_2, G_3, G_4 : Poids de chaque élément du mur.

q : la surcharge sur les remblais.

X_q, X_1, X_2, X_3, X_4 : Bras de levier des forces stabilisatrices.

• **Forces motrices**

: poussée des terres.

: poussée due à la surcharge.

Y_1, Y_2 : Bras de levier des forces P et P_q .

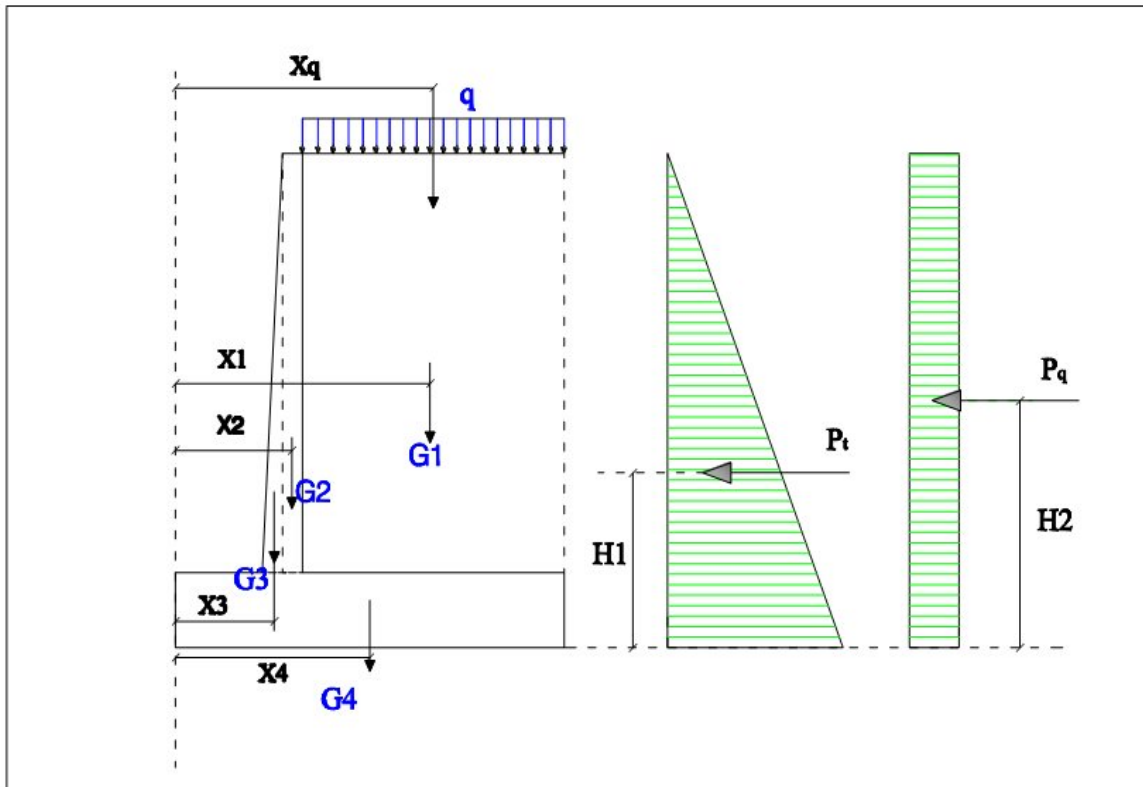


Figure V.5: Bilan des forces

V-4-3-2/ Détermination du coefficient de poussée K_a

$$= \left[\frac{(\quad)}{(\quad)} \cdot \frac{(\quad)}{(\quad)} \right]$$

Pour : $\varphi=30^\circ, \delta=20, \beta=0, \alpha=90 \implies \boxed{=0,297}$

➤ Poussée des terres : $= \gamma$

➤ Poussée de la surcharge : $= qH$

Tq : $q=11 \text{ KN}$

	Poussée des terres	Poussée de la surcharge
A la base du mur	96.29 KN	19.60 KN
A la base de la semelle	150.36 KN	24.50 KN

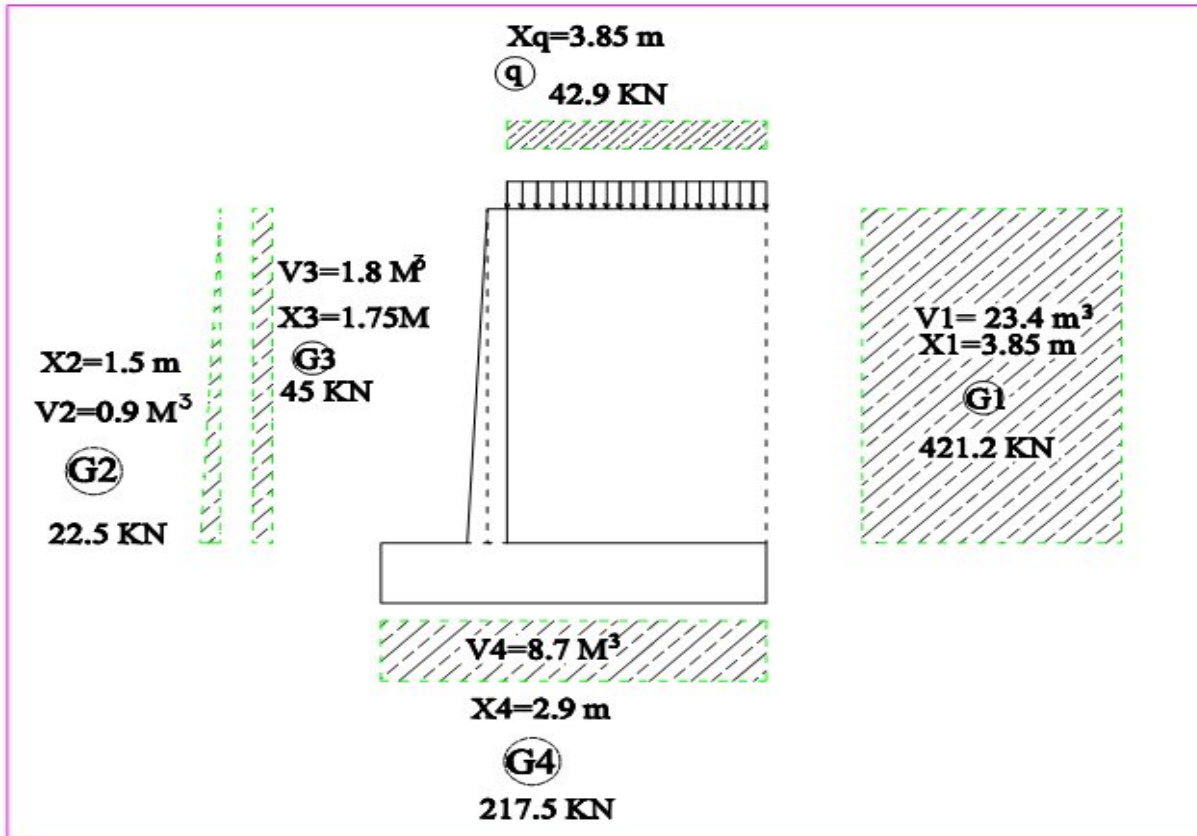


Figure V.6 : Bilan des forces.

Calcul des moments

- Moment dû aux poussées des terres :

$$() = - \dots = - \times \times \times$$

- Moment dû à la surcharge q :

$$= - \dots = - \times \times \times$$

	()	
A la base du mur	192.45 KN.m	58.8 KN.m
A la base de la semelle	375.89 KN .m	91.8 KN.m

Tableau Récapitulatif :

	N (KN)	P (KN)	X (m)	Y(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)
Poids des terres G ₁	421.2		3.85		1621.62	
Poids du mur G ₂	22.5		1.5		33.75	
Poids du mur G ₃	45		1.75		78.75	
Poids du mur G ₄	217.5		2.9		630.75	
surcharge q	42,9		3.85		165.165	
Poussée des terres		150.36		2.5		375.9
Poussée (Surcharge)		24.50		3.75		91.88
Σ	749.1	174.86			2530	467.78

V-4-3-3/ Vérifications de la stabilité du mur**➤ Vérification au renversement**

Condition à vérifier : $F_R = M_s / M_r > 1.5$

A E.L.U : $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_q$

$M_u = 1.35 \times 375.89 + 1.5 \times 91.8 \implies M_u = 645.15 \text{ KN.m}$

M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	F _R	Observation
2530	645.15	3.92	Vérifiée

➤ **Vérification au Glissement**

Condition à vérifier :

$$F_G = N \operatorname{tg} \varphi / (\quad + \quad) > 1.5$$

$$F_G = 0,57 N / (\quad + \quad) > 1.5$$

N (KN)	0.57N (KN)	+ (KN)	F _G	Observation
749.1	426.98	174.86	2.44	Vérifiée

➤ **Vérification au poinçonnement**

N = **749.1 KN**

M_r = **467.78 KN.m**

On a :

$$= - \frac{x^-}{\dots}$$

$$\sigma = - + \frac{x^-}{\dots} \implies$$

$$\sigma = \frac{\dots}{\dots} + \frac{\dots \times \dots \times}{\dots (\dots)}$$

$$= \dots /$$

$$\sigma = - - \frac{x^-}{\dots} \implies$$

$$\sigma = \frac{\dots}{\dots} - \frac{\dots \times \dots \times}{\dots (\dots)}$$

$$= \dots /$$

$$q = \frac{\dots}{\dots}$$

$$q = \frac{\dots \times \dots}{\dots} = 170.87 \text{ KN/m}$$

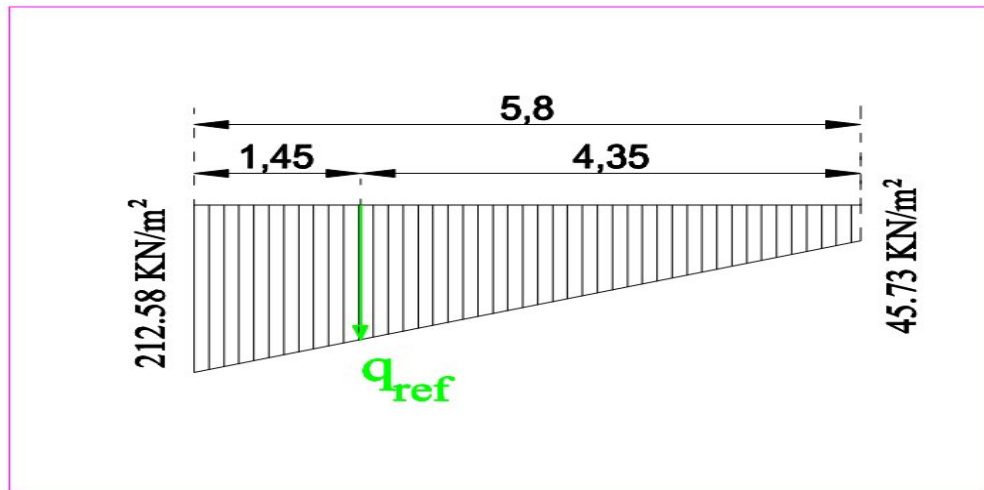


Figure V.7 : Répartition des contraintes ser la semelle

=1,45 bars (Capacité portante d’une fondation superficielle voir chapitre IV).

$q = 170.87 \text{ KN/m} = 1.70 \text{ bars} > q = 1,45 \text{ bars} \Rightarrow$ **Condition non vérifié.**

V-4-3-4/ Determinacion des efforts transmis aux pieux

Dans le cas général d’un groupe de pieux quelconque, la charge dans un pieu est calculée à partir de sa déformation (résultant du déplacement de la semelle) et de son module. On écrit ensuite que la somme des charges appliquées aux différents pieux est égale à la charge appliquée à la semelle. La solution est relativement simple dans le cas où les pieux sont tous verticaux et identiques. Si x et y sont les coordonnées d’un pieu, et si l’on a n pieux, la charge verticale supportée par ce pieu est donnée par [12] :

$$= - \pm \frac{\dots}{\Sigma} \pm \frac{\dots}{\Sigma}$$

La disposition des pieux sous la semelle est montrée dans la figure ci-dessous:

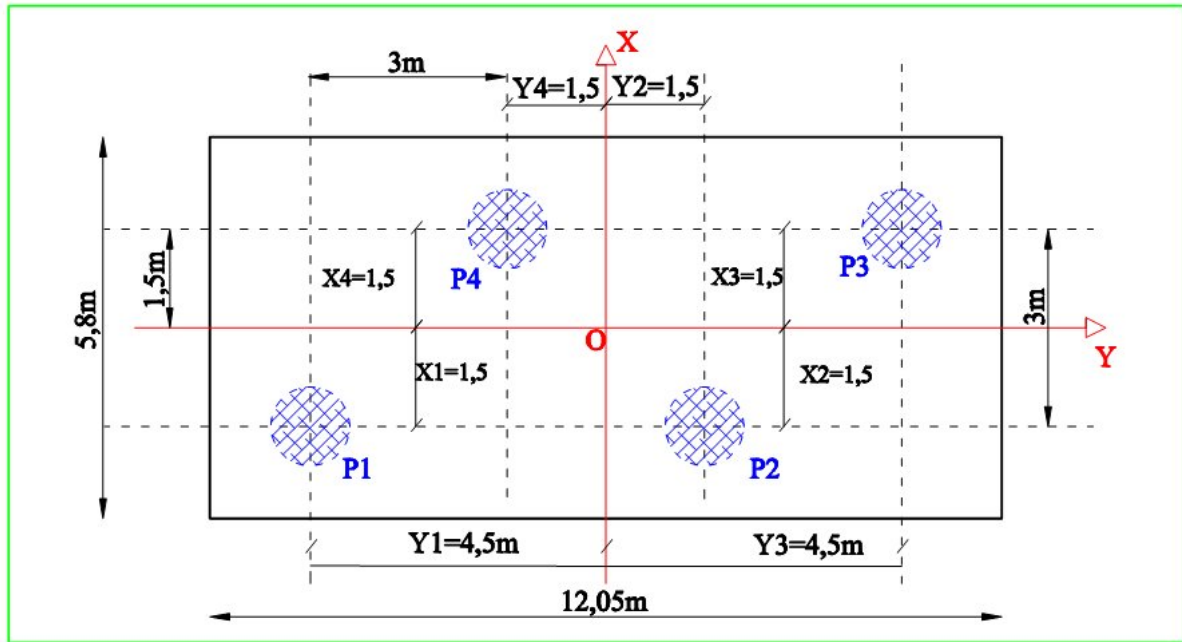


Figure V-8 : Disposition des pieux sous la semelle.

La semelle du mur, sous la poussée des terres et les sollicitations verticales (poids terres + poids mur) est soumise à :

- Un effort vertical = **749.1** KN
- Un effort horizontal = **174.86** KN
- Un moment renversant = **645.15** KN.m

La semelle est soumise à un moment M selon Y et un moment nul selon X, donc les charges seront réparties comme suit :

1. Pour P₁ et P₂ :

On a : $X_1 = X_2 = X_3 = X_4 = 1,5$ m , (P) poids propre de pieu=706.25 KN

$$N_1 = N_2 = \frac{\cdot \times}{\times \cdot} + \frac{\cdot \times \times \cdot}{\times \cdot} + 706.25$$

$$N_1 = N_2 = 4243.85 \text{ KN}$$

2. Pour P₃ et P₄ :

$$N_3=N_4=\frac{\dots \times}{\dots} - \frac{\dots \times \times \dots}{\dots} + 706.25$$

$$N_3=N_4=1653.23 \text{ KN}$$

La charge qui revient au pieu le plus sollicité est de **4243.85 KN** < **Q_{ad} = 4421.06 KN**.

La charge horizontale **T** qui revient à chaque pieu représente la poussée pour une tranche de 3 m :

$$T = 174.86 \times 3 = \mathbf{524.58 \text{ KN}}$$

Cet effort va induire un moment dans le pieu en fonction de la déformation du sol.

Calcul de M_{max}

E du sol (MPa)	18.92
Surface de la semelle (m ²)	5.8
<i>f</i>	0.4
E du pieu (Mpa)	24000
Diamètre du pieu (m)	1.20
Moment d'inertie du pieu (m ⁴)	0.1018
C (t/m ³)	1964.02
β	0
(m)	1.42
A (m ²)	1.13

On a :

- **T₀()**, **T₀()** : Représentent les efforts horizontaux dus respectivement aux poussées des terres et les poussées des surcharges .
- **M()**, **M()** : Représentent les moments dans le pieu dûs à **et**

$T_0()$ kN	451.08
$T_0()$ kN	73.5
$M()$ KN.m	229.25
$M()$ KN.m	33.89
$\sum M(\text{KN.m})$	263.14

On obtient : $M_{\max}(Z=1.14\text{m}) = 263.14 \text{ KN.m}$.

V-4-4/ Cas sismique

V-4-4-1/ Détermination du coefficient de poussée Kad

$$= \frac{()}{()}$$

- γ : poids volumique du sol de remblai.
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.
- K_h : Coefficient sismique horizontal.
- k_v : Coefficient sismique vertical.
- A : coefficient d'accélération de zone.

$$K = A$$

$$A = 0.2$$

$$= 0,3 K$$

$$\theta = \arctan \frac{\pm}{\pm} \Rightarrow \theta = 12^\circ$$

Pour :

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\beta = 0^\circ \quad \Rightarrow \quad K_{ad} = 0.484$$

$$\theta = 12^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

K (statique +dynamique)= $0.297+0.484= \mathbf{0.781}$

Poussée des terres : $0,50 \times 0,781 \times 18 \times (7.5)^2 = \mathbf{395.38 \text{ KN}}$

Bilan des forces

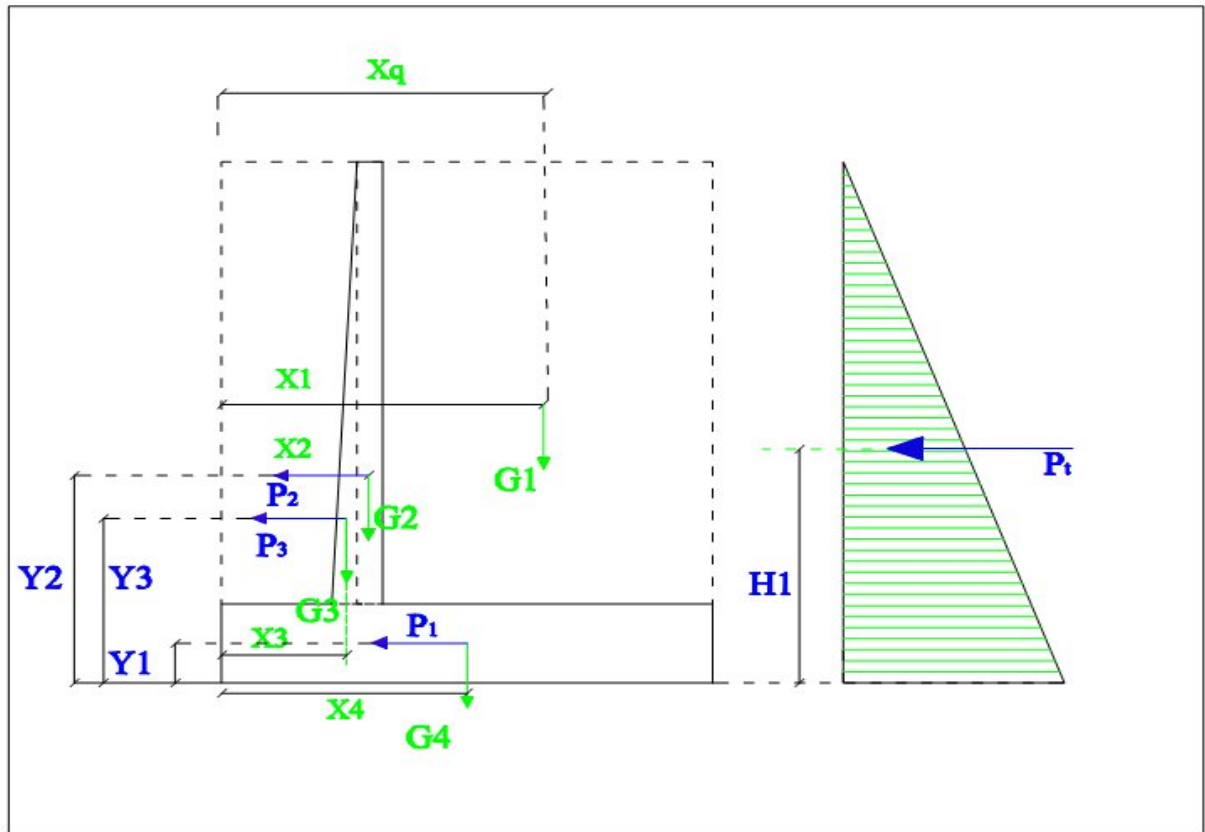


Figure V-9: bilan des forces verticales et horizontales

Tableau Récapitulatif:

	N (KN)	P (KN)	X (m)	Y(m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)
Poids des terres G_1	421.2		3.85		1621.62	
Poids du mur G_2	45		1.75		78.75	
Poids du mur G_3	22.5		1.5		33.75	
Poids du mur G_4	217.5		2.9		630.75	
Poussée des terres P		395.38		3.75		1482.68
P_1		105.27		0.75		78.95
P_2		21.78		4.5		98.01
P_3		10.89		3.5		38.12

Σ	706.2	533.32			2364.87	1697.76
----------	--------------	---------------	--	--	----------------	----------------

V-4-4-2/ Vérifications de la stabilité du mur

➤ **Vérification au renversement :**

Condition à vérifier : $F_R = M_S / M_R > 1.3$

	M_S (KN.m)	M_r (KN.m)	F_R	Observation
A charge	2364.87	1697.76	1.39	vérifié

➤ **Vérification au Glissement :**

La condition a vérifié :

$$F_G = N \operatorname{tg} \varphi / (+) > 1.2$$

$$F_G = 0,57 N / (+) > 1.2$$

	N (KN)	0.57N (KN)	+ (KN)	F_G	Observation
A charge	706.2	402.53	533.32	0.75	Non vérifié

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$N = 706.2 \text{KN}$$

$$M_r = 1697.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \sigma = -\bar{\sigma} \frac{x^-}{\dots}$$

$$\sigma = - + \frac{x^-}{\dots} \implies \sigma = \frac{\dots}{\dots} + \frac{\dots \times \dots}{\dots (\dots)}$$

$$= \dots /$$

$$\sigma = - - \frac{x^-}{\dots} \implies \sigma = \frac{\dots}{\dots} - \frac{\dots \times \dots}{\dots (\dots)}$$

$$= - \dots /$$

Calcul de la surface comprimé de la semelle

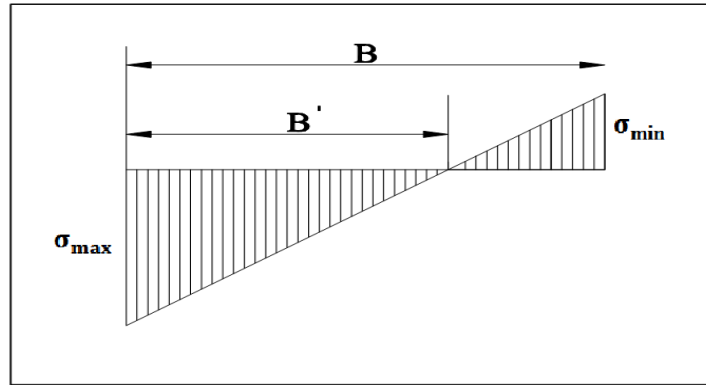


Figure V.10 : la surface comprimer.

$$- = \frac{\dots}{\dots} \Rightarrow = \frac{\dots}{\dots}$$

$$B = \frac{\dots \times \dots}{|-181.05| + \dots} = 4.06 \times 1 = 4.06$$

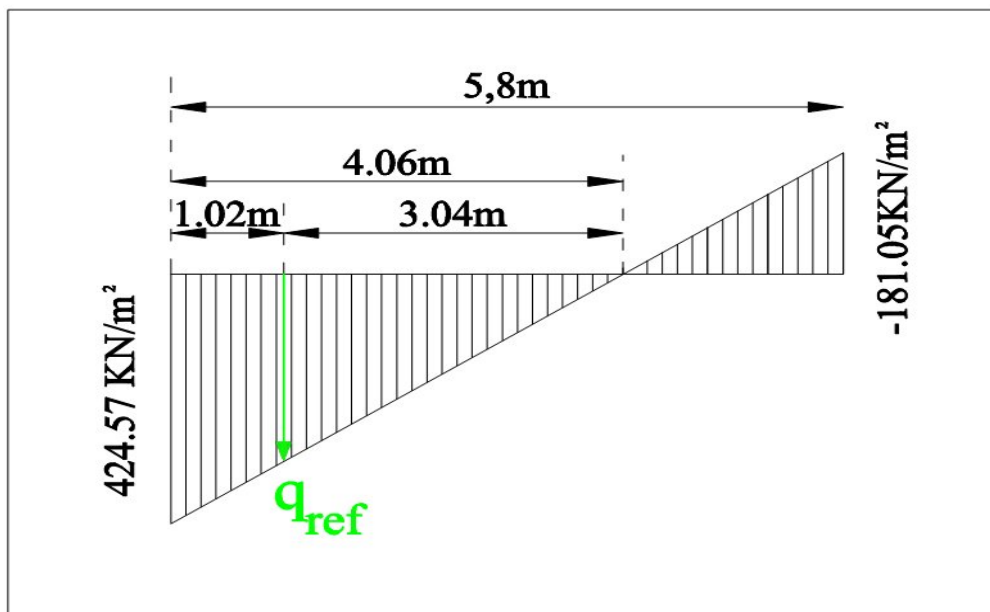


Figure V.11 : Distribution des contraintes sous la fondation.

$$q_{\text{ref}} = \frac{3}{4} \sigma$$

$$= \quad . \quad /$$

=1,45 bars (Capacité portante d'une fondation superficielle voir chapitre IV :

$$q = 3.18 \text{ bars} > q = 1,45 \text{ bars} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

V-5/CONCLUSION

Après l'étude de notre ouvrage , la vérification de la stabilité interne, dans le cas statique et le cas dynamique font ressortir la nécessité d'un ancrage profond dans la couche compacte.

Chapitre

VI

Modélisation numérique du mur
en B.A sur pieux

VI-1/ INTRODUCTION

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application, ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

VI-2/ PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS

Le code éléments finis Plaxis 2D représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvées, ainsi que de procédures de choix automatiques évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code Plaxis commencent par :

- **Le Maillage**
- **Les conditions aux limites en déplacement**
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres**
- **Les pressions interstitielles**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton « calculations »

➤ Phase de calcul

L'interface « input » de Plaxis 2D se ferme et laisse la place à la nouvelle interface « calculations ». La phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des chargements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastique, étude dynamique)

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points bien particuliers peuvent être choisis pour tracer les courbes charges-déplacements. Après avoir appuyé sur « Calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnés grâce à la touche « output ».

➤ Visualisation des résultats

Plaxis 2D permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée de maillage,
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations,
- Les diagrammes des forces (moments, efforts verticaux et efforts de cisaillement)
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un calcul en dynamique),
- Les contraintes totales et effectives,
- Le coefficient de surconsolidation et les points de déformation plastique,
- Le champ d'écoulement et le niveau de l'eau,
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes : de vecteur, d'iso-valeur par zone et des courbes contours des différentes zones.

VI-2-1/ Types d'éléments utilisés par PLAXIS 2D

PLAXIS 2D peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*). Les modèles en déformations planes (*plain strain*) sont utilisés pour des structures ayant une section plus ou moins uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

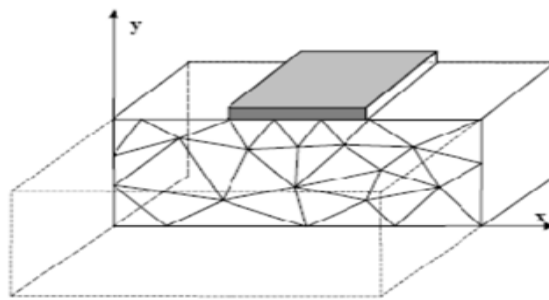


Figure VI.1 : Exemple de problème en déformations plane.

Deux types d'éléments peuvent être utilisés dans PLAXIS ; élément triangulaire à 6 nœuds et élément triangulaire à 15 nœuds. Ces éléments servent à modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. numérique. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes (calcul de la rupture des sols incompressibles par exemple) alors que le triangle à 6 nœuds offre de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments..

VI-2-2/ Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols.

Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont :

➤ **Modèle élastique linéaire**

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_U=G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométrique. On passe de G à E par la relation:

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments des structures en béton ou en métal en interaction avec le sol.

➤ **Le modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire.

a) le module de Young

. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant.

b) Le coefficient de poisson

Il varie généralement de 0.2 à 0.4, Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement

Plaxis 2D ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0 \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

- Les cas où $\Psi < 0$ correspondent à des sables très lâches.
- La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

VI-3/ SIMULATION AVEC LE CODE PLAXIS 2D :

Le logiciel PLAXIS permet de modéliser au mieux le comportement du sol. On a un comportement élasto-plastique en considérant un critère de rupture de Mohr-Coulomb, modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle élasto-plastique "Mohr-Coulomb" est caractérisé par 05 paramètres :

En élasticité, E module d'élasticité de Young,
 v coefficient de Poisson,

En plasticité, C cohésion du sol,
 Φ angle de frottement du sol,
 Ψ angle de dilatance du sol.

➤ **Données du modèle :**

- Les données géométriques sont directement introduites par coordonnées x et y lors de la construction du modèle.

1. Les données géotechniques sont examinées précédemment dans le chapitre III, elles sont rappelées ci après suivant chaque couche de sol.

- Concernant le remblai sélectionné derrière le mur :

Remblais du site	ϕ (°)	C (Kpa)	(t/m ³)
T.V.O	30	0	1.8

- Concernant les différentes couches de sol :

Tableau VI.1: Caractéristiques mécanique des couches de sol.

	(t/m ³)	(t/m ³)	C (Kpa)	ϕ (°)		(bars)
Remblais hétérogènes	1.8	2.0	20	9	0.3	58.56
Alluvions grossières	1.9	2.1	13	35	0.3	189.20
marne à schistosité grisâtre midure	2.0	2.2	70	6	0.3	1543
marne à schistosité grisâtre indurée	2.2	2.5	120	3	0.3	5264

- Les données relatives au mur, semelle et pieux portent sur les coefficients EA, et EI et W.

Tableau VI.2: Caractéristiques des éléments de la structure.

	A ()	I ()	E (MPa)		W (KN/m, m)
Mur	0.6	0.0180	24000	0.2	15
semelle	5.8	16.26	24000	0.2	145
pieu	1.13	0.1018	24000	0.2	26

- Dans la déterminations des caractéristiques des pieux EA et EI, il y'a lieu de tenir compte de la disposition des pieux en quinconce. Il est considéré la présence de 02 pieux par 06 mètres.

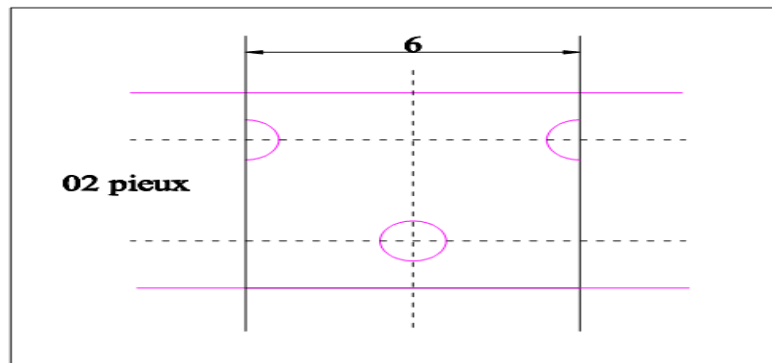


Figure VI.2 : Implantation des pieux en plan (Position alternée).

Les coefficients EI et EA sont, par conséquent, réduits de 06 fois.

➤ **Maillage et conditions aux limites**

La figure VI.7 définit le modèle géométrique arrêté dans cette analyse. Les limites du domaine sont fixées en tenant compte des recommandations pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle. La limite horizontale inférieure comporte des blocages horizontaux et verticaux, alors que les limites verticales comportent seulement des blocages horizontaux.

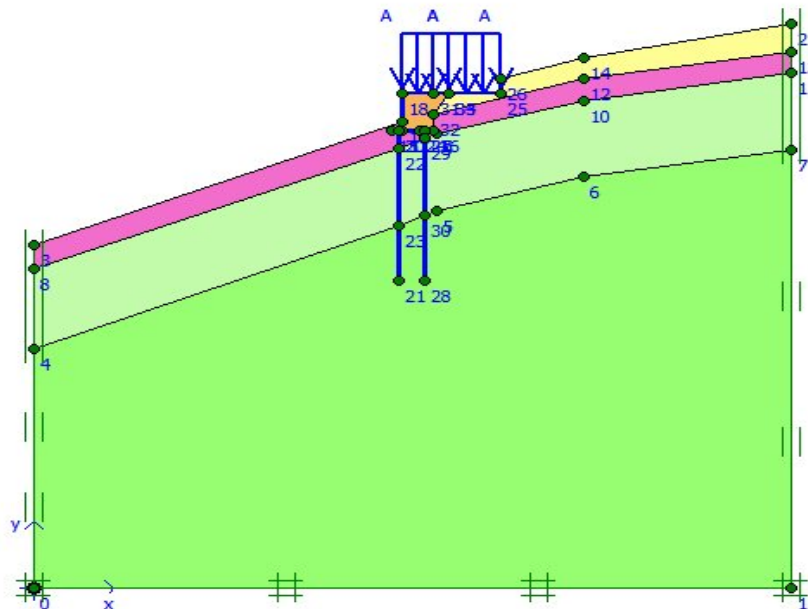


Figure VI.3 : conditions aux limites.

Une fois la géométrie est complètement définie, et que toutes les propriétés des matériaux ont été assignées au sol et éléments de structure (mur, semelle, pieux), un maillage d'éléments finis est généré (**Figure VI.4**)

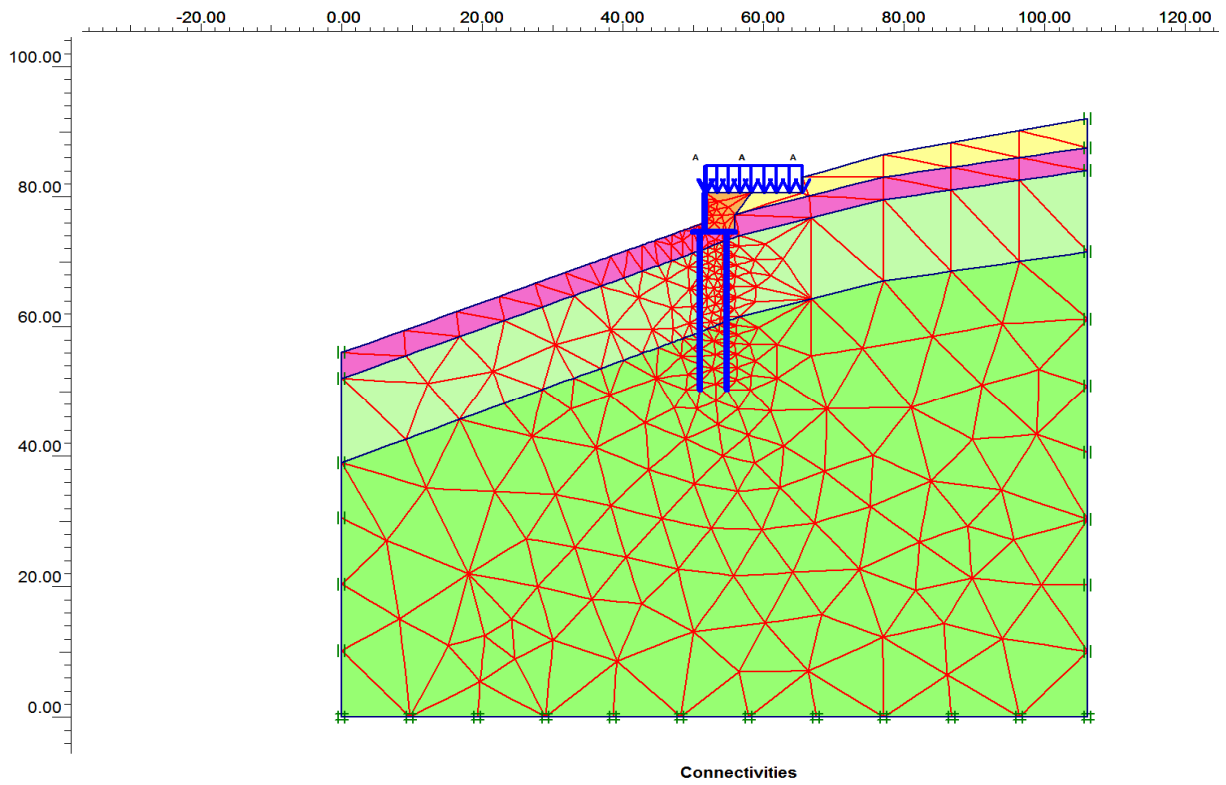


Figure VI.4 : maillage du modèle.

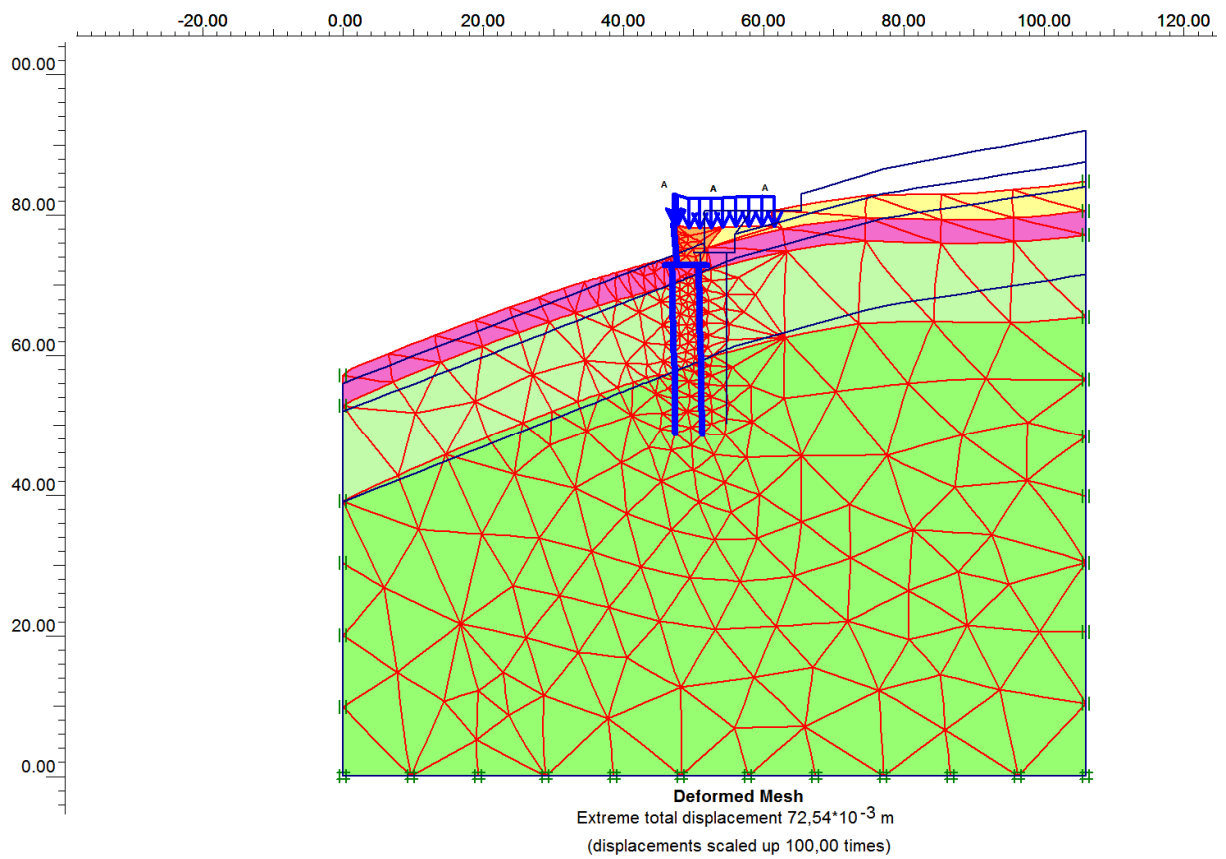


Figure VI.5 : Maillage déformé.

VI-3-1/ Détermination des efforts et des déformations dans l'ouvrage

Les efforts dans chaque élément de la structure ainsi que les déplacements maximaux obtenus avec Plaxis 2D sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **EFFORTS MAX****Tableau VI.3:** les efforts max dans les différents éléments de l'ouvrage.

N°	X(m)	Y(m)	N[KN]	Q[KN]	M[KN/m]
Mur	51,60	74,50	-112,41	138,13	261,39
Semelle	54,00	74,50	192,28		276,01
	50,98	74,50		-498,72	
Pieu aval	50,98	59,16		114,61	-118,63
	50,99	71,72	-799,94		
Pieu amont	54,75	74,50		164,26	251,13
	54,75	62,40	-471,50		

➤ **DEFORMATIONS MAX****Tableau VI.4:** les déformations max dans les différents éléments de l'ouvrage.

N°	X(m)	Y(m)	Ux(m)	Uy(m)
Mur	51,60	80,50	- 0,04037	0,00950
Semelle	55,84	74,50		-0,00975
	51,60	74,50	-0,03560	
Pieu aval	50,98	73,81		-0, 00957
	50,98	74,50	0,03560	
Pieu amont	54,75	74,50	-0,03560	-0,00891

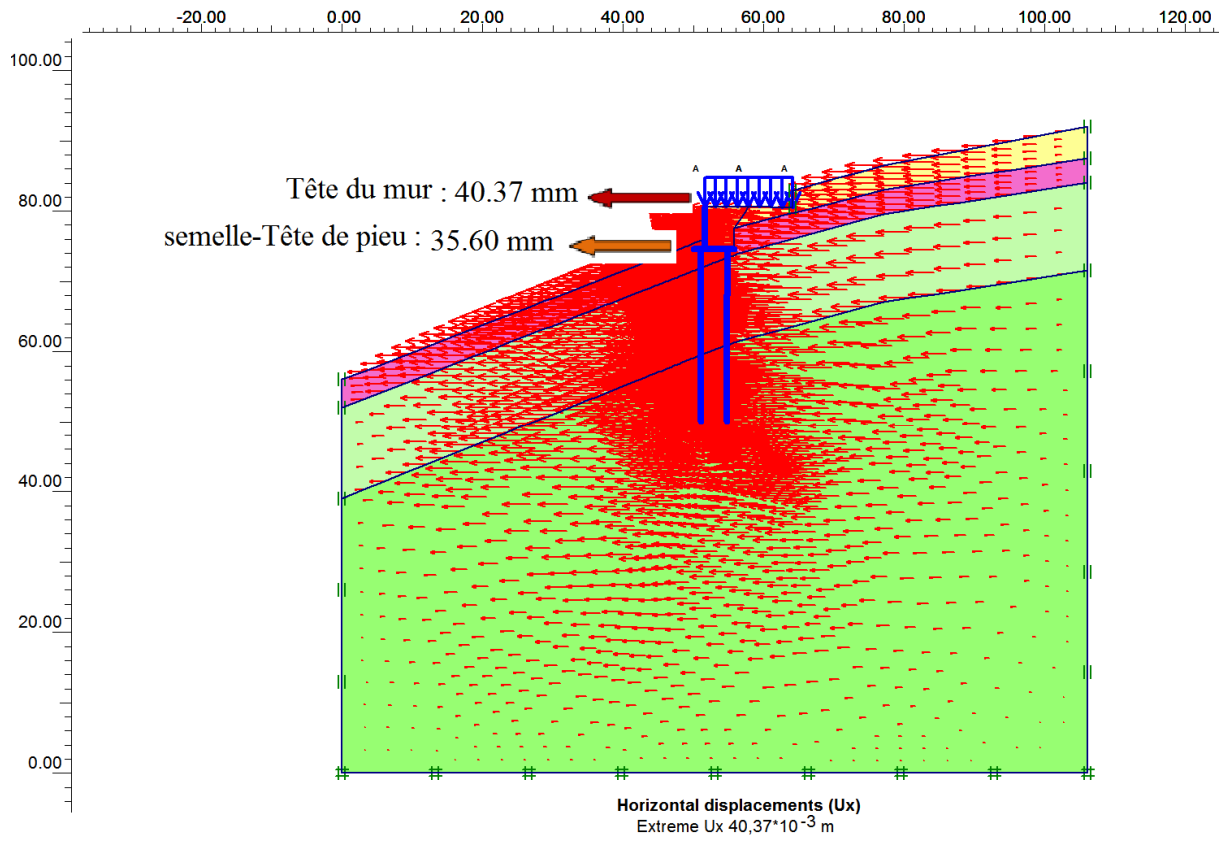


Figure VI.6 : Déplacement Horizontal.

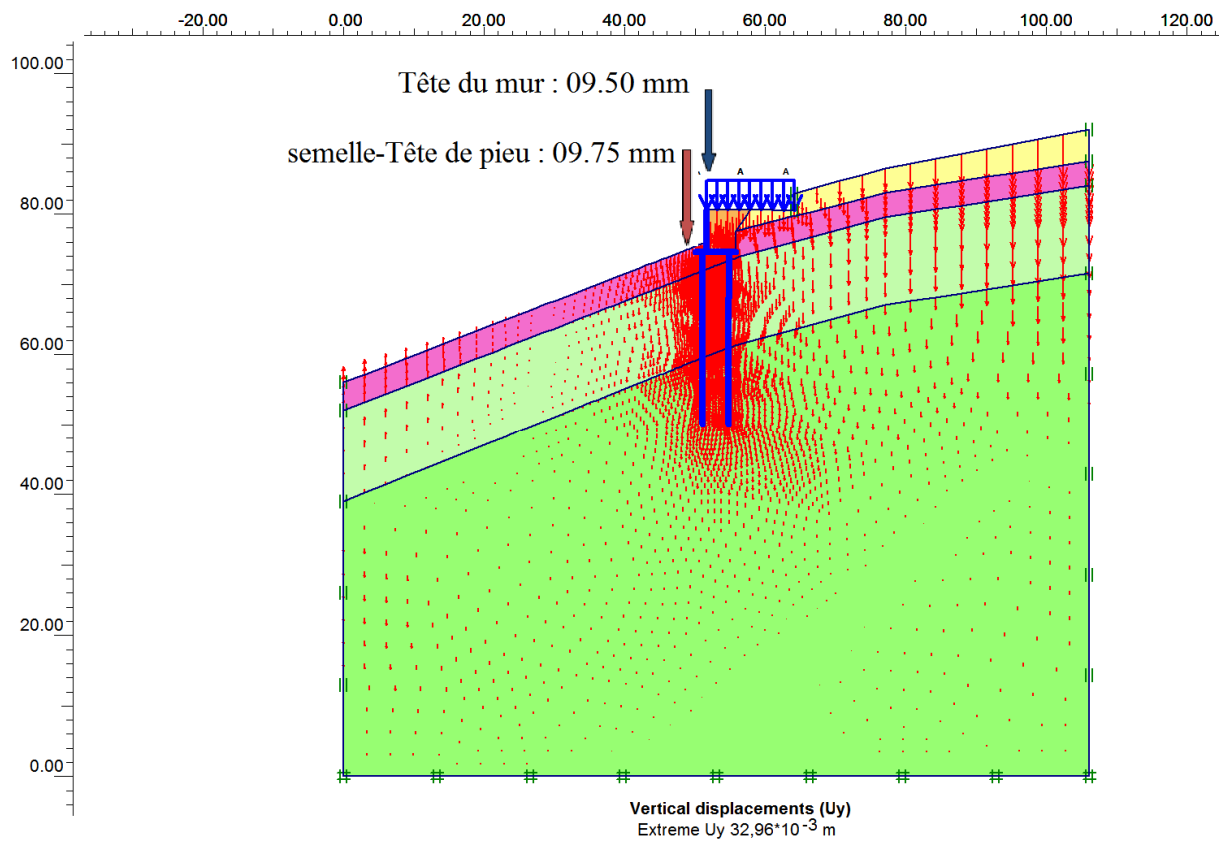


Figure VI.7: Déplacement vertical.

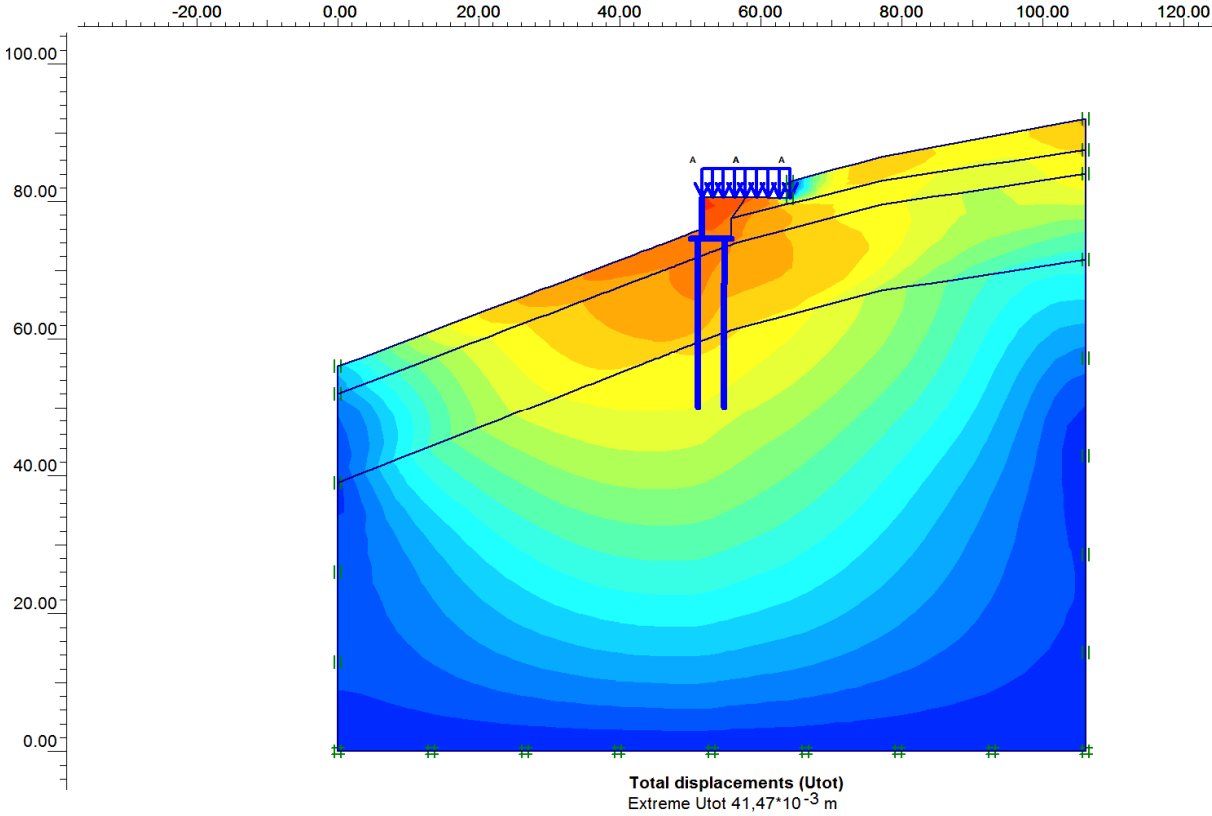
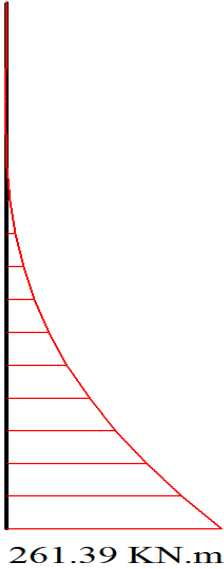


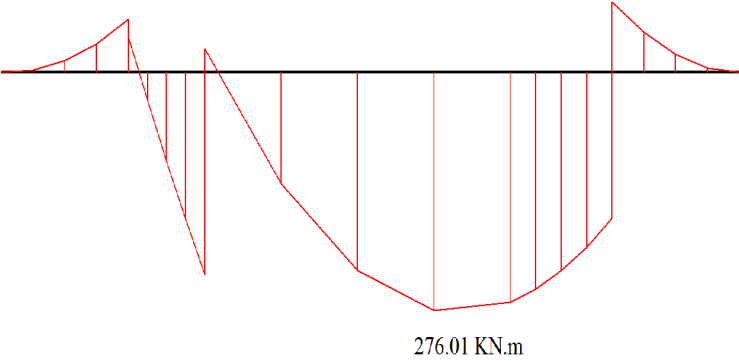
Figure VI.8: champs de déplacement total.

VI-3-1-1/ Diagrammes des moments

Mur



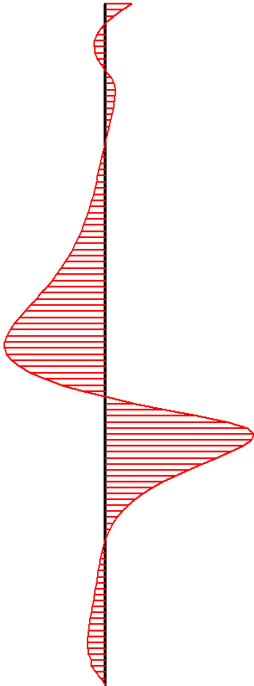
Semelle



Pieux (pour une tranche de 3m)

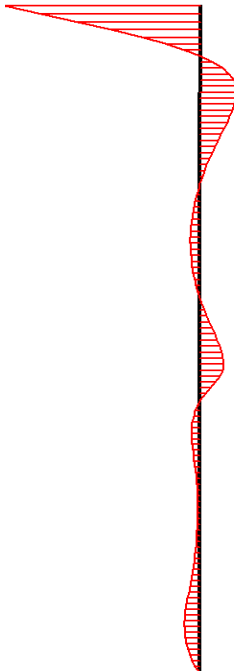
Aval

$118.63 * 3 = 355.89 \text{ KN.m}$



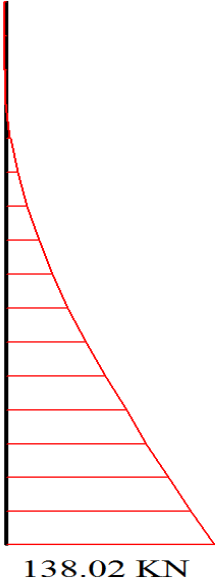
Amont

$251.13 * 3 = 753.39 \text{ KN.m}$

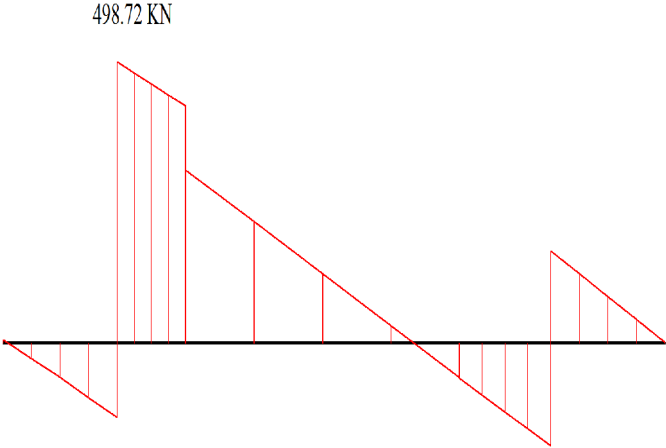


VI-3-1-2/ Diagrammes des efforts tranchants

Mur



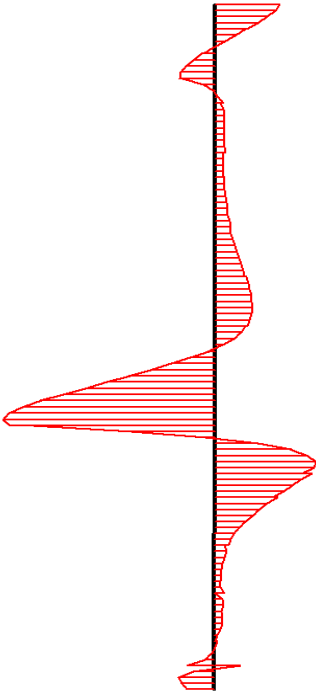
Semelle



Pieux (pour une tranche de 3m)

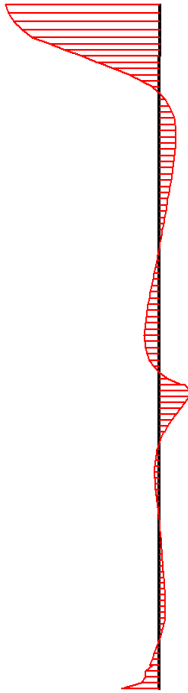
Aval

$114.61 * 3 = 343.83 \text{ KN}$



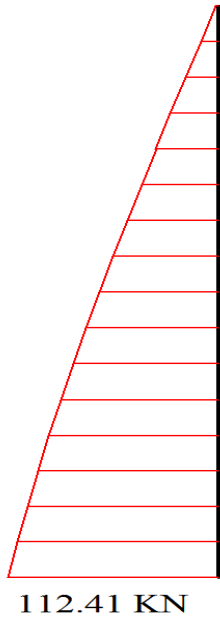
Amont

$164.26 * 3 = 492.78 \text{ KN}$

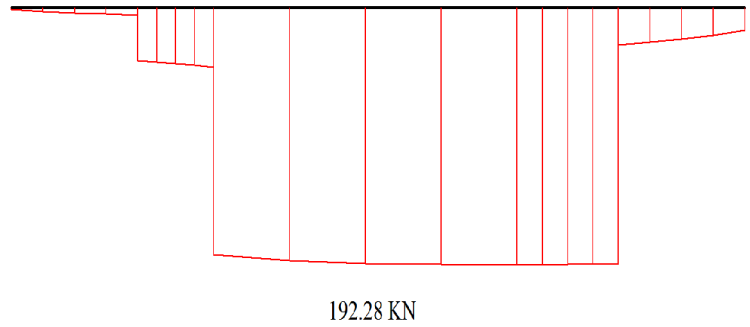


VI-3-1-3/ Diagrammes des efforts normaux

Mur



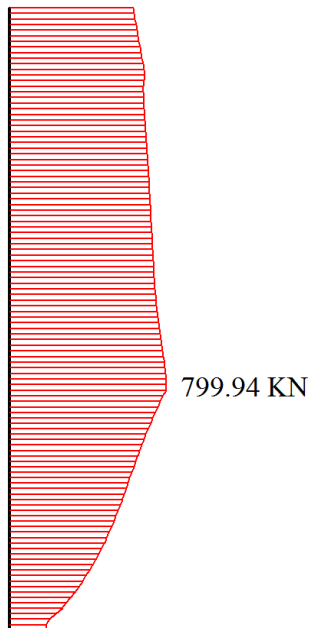
Semelle



Pieux (pour une tranche de 3m)

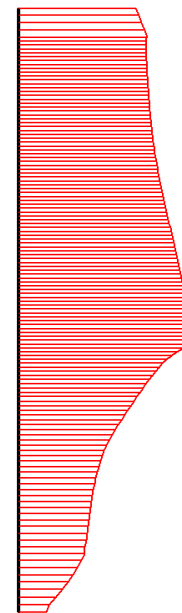
Aval

$799.94 * 3 = 2399.82 \text{ kN}$



Amont

$471.50 * 3 = 1414.5 \text{ kN}$
471.50 kN



VI-3-4/ Comparaison entre les résultats obtenus par la méthode analytique et numérique

Les résultats de la méthode analytique sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

	Efforts tranchants dûs à P_t (KN)	Efforts tranchants dûs à P_q (KN)
Mur	96.29	19.60
Pieu	451.08	73.5

	Les moments dûs à P_t (KN. m)	Les moments dûs à P_q (KN.m)
Mur	192.45	58.8
pieu	229.25	33.89

Récapitulation

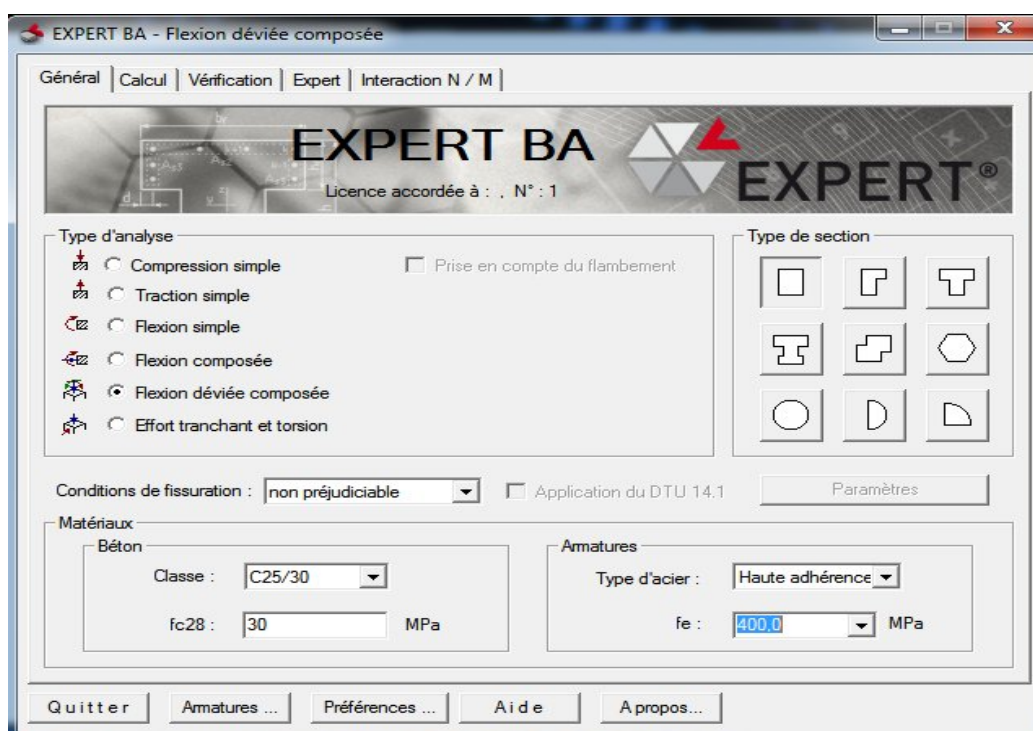
Méthode analytique	Moment (KN. m)	Effort Normal(KN)	Efforts tranchant (KN)
Mur	251.25	77.5	115.89
Pieux	263.14	3182.86	524.58

Code Plaxis 2D	Moment (KN. m)	Effort Normal (KN)	Efforts tranchant (KN)
Mur	261.39	112,41	138.02
Pieux	251.13	2399.82	492.78

Les résultats obtenus avec la méthode analytique et le code Plaxis 2D concernant les différents efforts internes dans notre ouvrage montre une divergence. La méthode numérique est la méthode la plus représentative du modèle étudié.

VI-4/ FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Pour le calcul de ferrailage, on utilise le logiciel Expert B.A.
Ce logiciel exploite les règles BAEL 91. IL vérifie le ferrailage minimum.



Dans le ferrailage des éléments d'ouvrage on prend les efforts max dégagé par les deux méthodes étudié précédemment :

	Moment (KN. m)	Effort Normal (KN)	Efforts tranchant (KN)
Mur	261.39	112.41	138.02
Semelle	467.69	749.86	498.72
Pieux	789.42	3182.86	524.58

Tableau VI.5 : les différentes sections d'armatures des éléments de l'ouvrage.

	Mur	Semelle	Pieux
A (cm)	15.40	26.60	113.10
A (cm)	16.08	31.42	117.81
Armatures	8 HA 16	10 HA 20	24 HA 25

VI-5/ CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons modélisé notre ouvrage à l'aide du logiciel Plaxis 2D, nous avons comparé les résultats numériques avec les différentes études de la stabilité de notre ouvrage. Les différents résultats nous montrent que la méthode numérique est la méthode la plus réponde aux exigences des études des problèmes liés aux géométries et des lois de comportement complexes.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Les essais in situ effectués permettent de conclure que le sol est de mauvaise qualité et vue l'importance de l'ouvrage, les fondations superficielles sont à exclure, ce qui nous a conduit à opter pour des fondations profondes.

Après les calculs effectués pour les trois sondages et afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, on a opté pour l'utilisation de 04 pieux disposés en quinconce sous chaque semelles, de 1.2m de diamètre et de 25m de longueur pour chaque pieux.

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


Calcul des fondations, Calcul de la stabilité des murs de soutènement et l'utilité de la méthode des éléments finis en géotechnique.

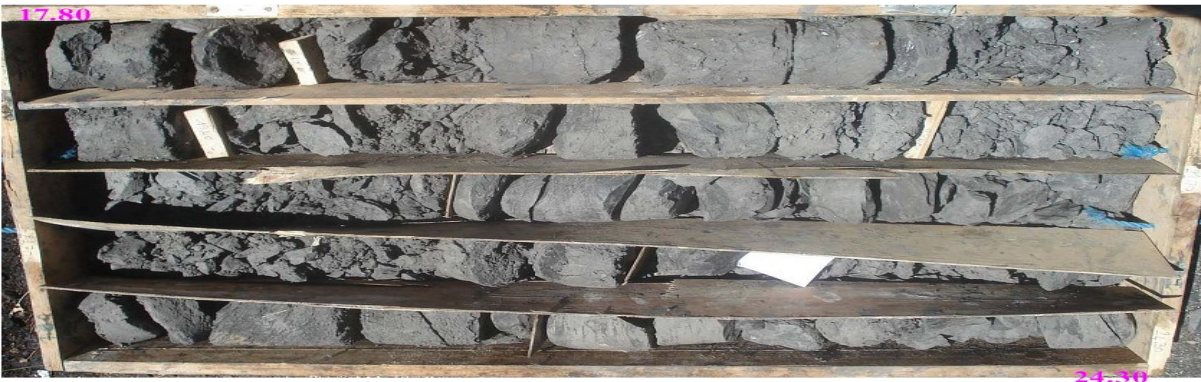
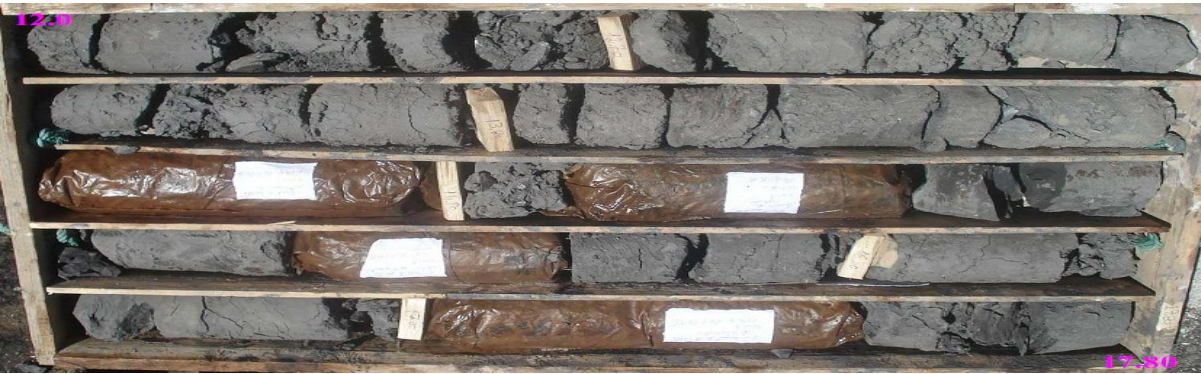
Enfin, en espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

Annexes

Les coupes géologiques détaillées de chaque sondage carotté




Sondage carotté N°1

 LOG DE SONDAGE Projet Evitement de la ville de Kherrata No Scn°1 Localisation Kherrata Profondeur 30 metre X= Y= Z= Date 23-08-2010									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							
-1.									Remblais
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.								Alluvions grossières ; graves et cailloux, présence d'un bloc	
-7.									
-8.								Marne à schistosité grisâtre mi-dure	
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									
-24.									
-25.									
-26.									
-27.									
-28.									
-29.									
-30.									
								Marne grisâtre friable, à passages mi-durs de 27 à 27.40m et de 29.40 à 30m de profondeur.	



05 Caisses à carottes du premier sondage (30m de profondeur)

Sondage carotté N°3

 LOG DE SONDAGE Projet Evitement de la ville de Kherrata No Scn° 3 Localisation Kherrata Profondeur 30m X= Y= Z= Date 29-08-2010									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
-0.		V							
-1.									Alluvions grossières ; blocs, cailloux et graves à matrice probable argileuse
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									Marne à schistosité grisâtre midure à passages friables de 4.80 à 5m et de 16.30 à 17m
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									
-24.									
-25.									
-26.									
-27.									
-28.									
-29.									
-30.									

Sondage Pressiométrique N°1



Intitule du projet: EVITEMENT DE LA VILLE DE KHERRATA

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

Chantier :

Localisation: KHERRATA

Date:

X=

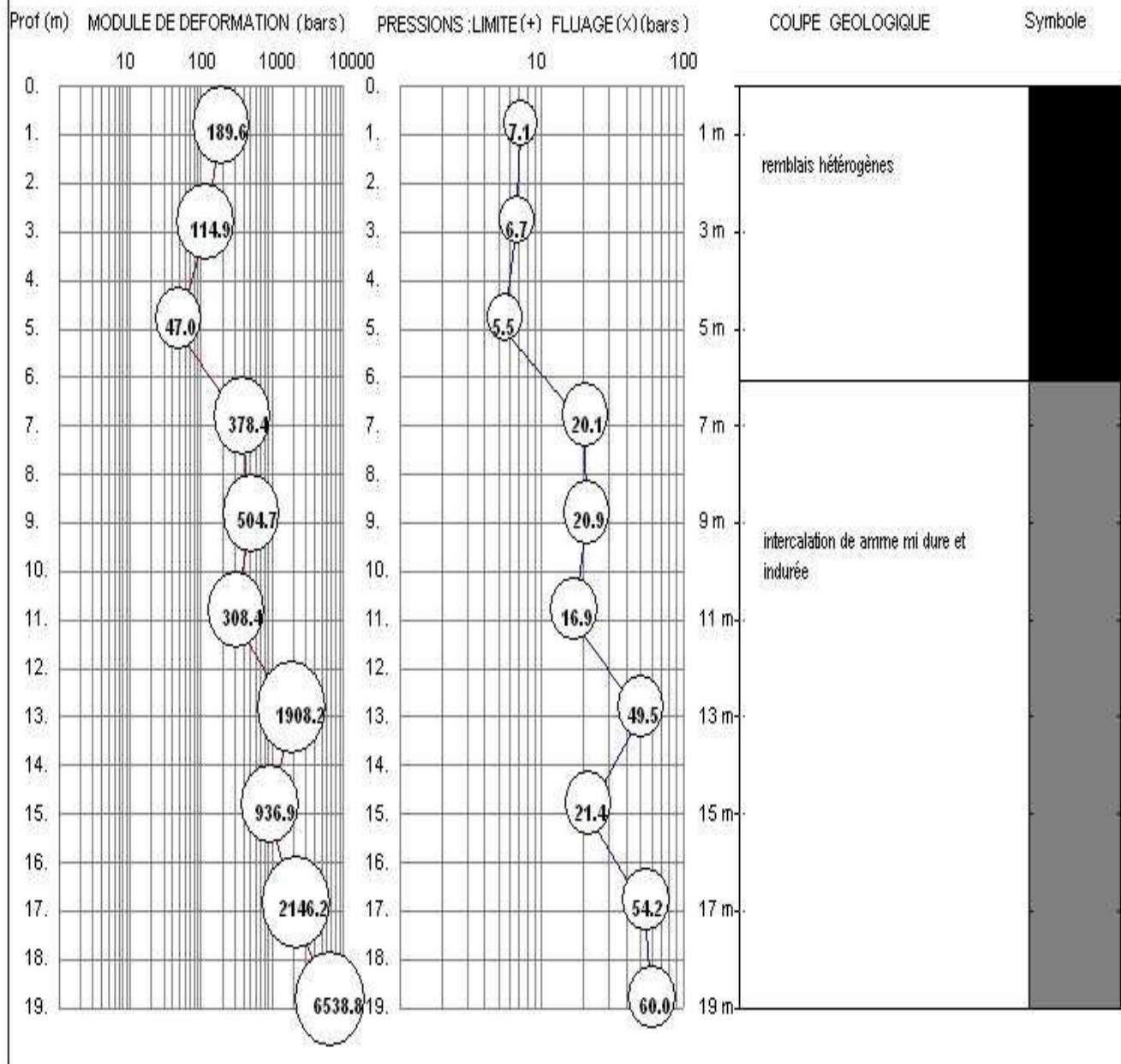
Y=

Forage N°: PR1

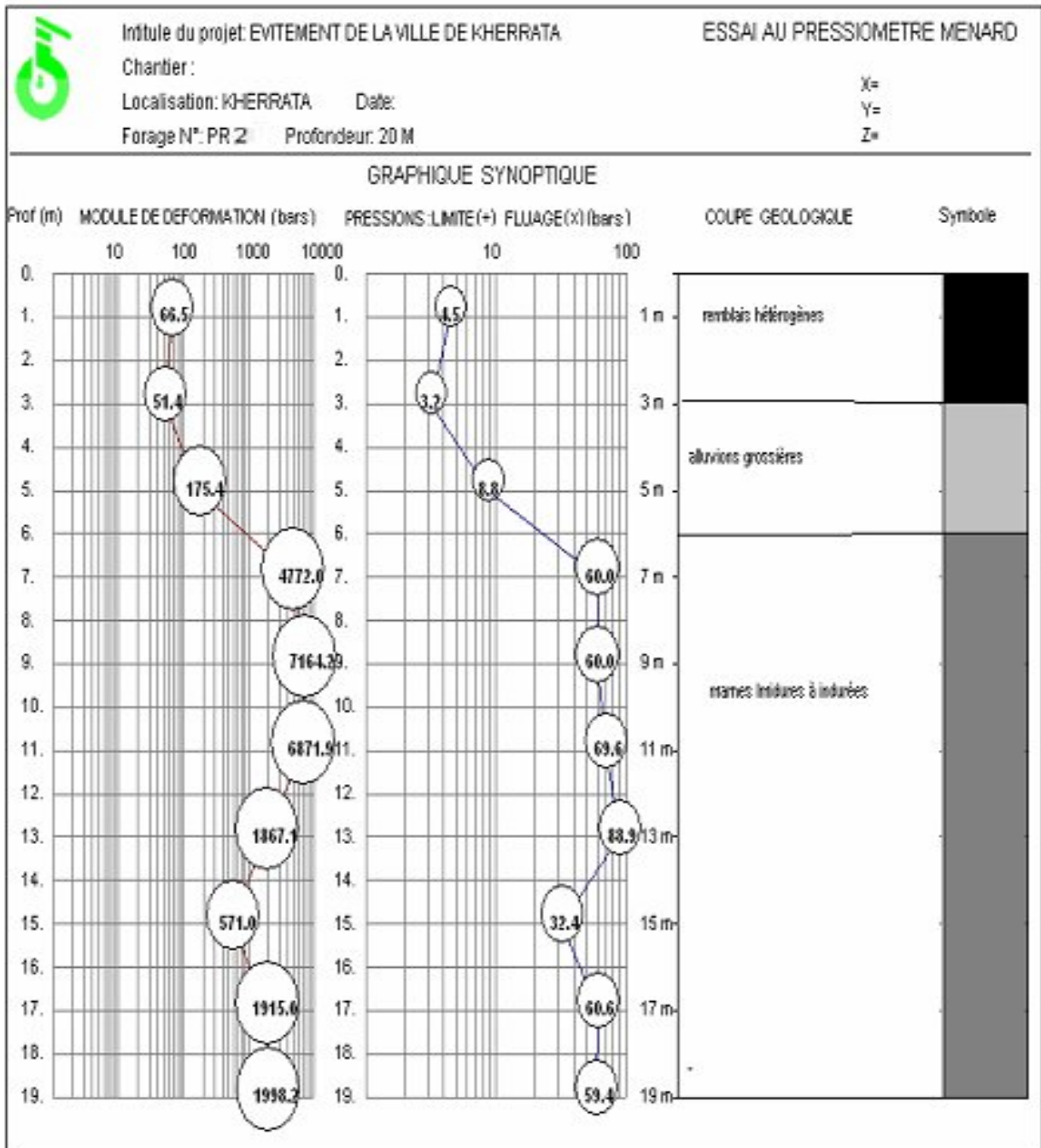
Profondeur:

Z=

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE



Sondage Pressiométrique N°2



Sondage Pressiométrique N°3



Intitulé du projet: EVITEMENT DE LA VILLE DE KHERRATA

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

Chantier :

Localisation: KHERRATA

Date:

Forage N°:

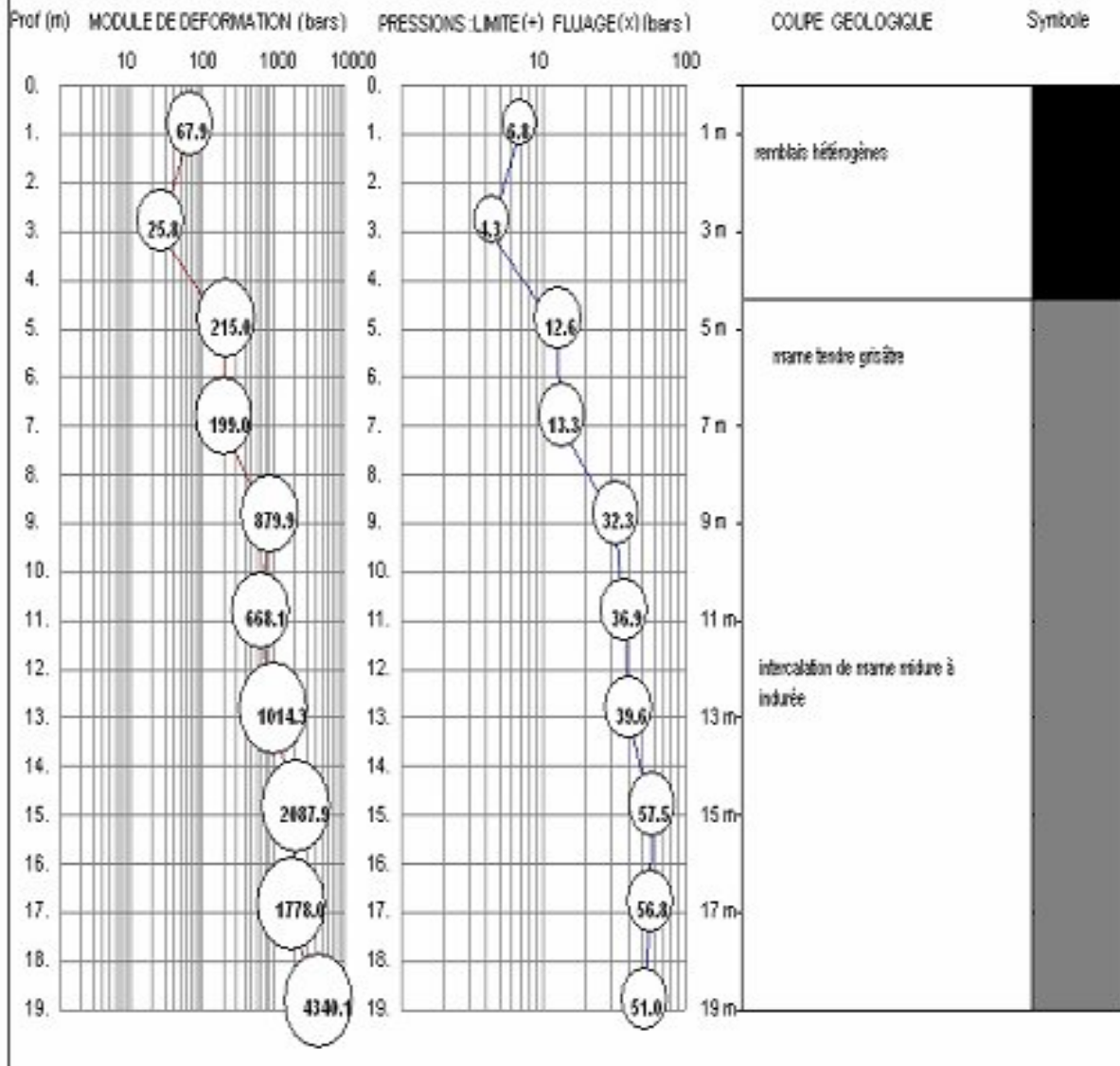
Profondeur:

X=

Y=

Z=

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE



Norme NF P 18-011 (Juin 1992)

Extraction Par HCL a Chaud

(classification concernant les sols rencontrés par le sondage n°1 et 2)

Agressivité des sols en fonction de la teneur en % SO_4^{2-}	Environnement	Symbole	Mesures de protection
< 0.24	nulle	A_0	Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques
0.24 – 0.6	Faiblement agressif	A_1 (1)	
0.6 – 1.2	Moyennement agressif	A_2 (2)	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions de milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment E/C, cure adjuvants).
1.2 – 2.4	Fortement agressif	A_3 (2)	Adaptation de la composition et la mise en œuvre aux conditions du milieu avec action spécifique sur la nature et le dosage en ciment, le rapport E/C.
> 2.4	Très fortement agressif	A_4 (3)	Nécessité d'une protection externe (enduits, peintures) ou interne (imprégnation).

Note de calcul pour le ferrailage des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

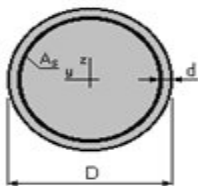
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	3182,86	0,00	609,12

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Bibliographie

- [1] **BOUAFIA A (2010)** : Conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition OPU (office des publications universitaires) 384p.
- [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] **CHERARRED, (2011)** : Cours "calcul des fondations et ouvrages de soutènements" (1^{ème} année Master géotechnique), A.M BEJAIA.
- [5] **DTR-BC 2.33.2** : "Méthode de calcul des fondations" 1992.
- [6] **Eurocode -7** Calcul géotechnique.
- [7] **Fascicule N°62-titre V [1993]** : "règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil".
- [8] **Fond 72 fascicules 2, 3, 4**: fondations courantes d'ouvrage d'art Juillet 2007.
- [9] **Frank R (1999)** : Calcul des fondations superficielles et profondes, édition technique de l'ingénieur et presses de L'ENPC, 141p.
- [10] **MARCEL forni** : Fondations speciales et et reprises en sous-œuvre.
- [11] **MARTIN Cyr** Cours de géotechnique II INSA de Toulouse.
- [12] **MESTAT, P. PRAT, M. (Editeurs) (1999)** : Ouvrages en interaction. AFPC – Emploi des éléments finis en génie civil. Hermes, Paris.
- [11] **PHILIPONNAT G et Hubert B (1998)** : Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles Paris.
- [12] **SHUMSHER Prakach** : Soil dynamics edition McGraw-hill Book Company
- [13] **PLUMELLE.C** : Cours de fondations profondes C.N.A.M- géotechnique B1/B6 2004-2005.
- [14] **Rapport de sol N°:300/06/SF/017/2008**, Laboratoire des Travaux Publics de l'Est, 2010.
- [15] **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)
- [16] **RPA** : (Règlement Parasismique Algérien 2007).