



**ÉTUDES TECHNIQUES DÉTAILLÉES DES FONDATIONS PROFONDES
ET MURS DE SOUTÈNEMENT DU CENTRE INTERNATIONAL DE
CONFÉRENCE MAHATMA GANDHI A NIAMEY, NIGER**

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPÉCIALITÉ : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 02 juillet 2019 par :

Mouhamadoul Bachir IDRISSE DJINGAREY (2013 0826)

Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant GCH, 2iE

Maître de Stage : Souleymane MAHAMAN, Ingénieur Génie Civil à Shapoorji Pallonji

Structure d'accueil du Stage : Shapoorji Pallonji, Niger

Président du jury : Dr Abdou Lawane

**Rapporteurs : Dr Omar Soré
Mme Marie Thérèse GOMIS**

Promotion [2018/2019]



DÉDICACE

Je dédie ce travail :

- ✚ À Mon très cher père : IDRISSA Djingarey, l'homme qui s'est tellement sacrifié pour moi et qui mérite toute ma reconnaissance. Que ce travail traduise ma gratitude et mon affection ;
- ✚ À Mon oncle : Moussa TINNI, qui n'a cessé de me soutenir et de m'accompagner tout au long de mes études ;
- ✚ À mes très chères mères : Qui m'ont soutenu et encouragé durant ces années d'études. Qu'elles trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance ;
- ✚ À mes frères et sœurs : Puisse Dieu vous donner Santé, Bonheur, Courage et surtout Réussite ;
- ✚ À Mon très cher ami YAYE Abdel Nasser avec qui j'ai partagé de bons souvenirs.

CITATION

« Je vais vous montrer à qui ressemble quiconque vient à moi écouter mes paroles et les met en pratique : il est comme un homme qui s'est mis à bâtir une maison ; il a creusé profondément la terre et a posé les fondations sur le roc. Quand l'inondation est venue, les eaux de la rivière se sont jetées contre cette maison, mais sans pouvoir l'ébranler, car la maison était bien bâtie. »

Luc.47-48

REMERCIEMENTS

- ✚ Je remercie tout le corps professoral de 2iE pour le partage de connaissance tout au long de ma formation ;
- ✚ Mes remerciements vont également à Monsieur Moussa LO, Enseignant à 2iE et Encadrant de ce mémoire dont les suggestions et les conseils ont permis à ce mémoire de prendre une meilleure orientation ;
- ✚ Je remercie Monsieur Souleymane Mahamane, mon maître de Stage, pour sa disponibilité, son aide, ses explications tout au long de mon stage ;
- ✚ Je remercie Dr. Papa NIANE FAYE Q/AQC Manager à Shapoorji Pallonji, Chercheur en Béton armé, pour sa disponibilité ; il s'est attelé à rendre mon projet toujours plus intéressant ;
- ✚ Je tiens à exprimer ma très grande reconnaissance à l'ensemble des personnels de l'entreprise Shapoorji Pallonji pour l'accueil et de m'avoir permis d'effectuer mon Projet de Fin d'Études au sein de l'entreprise ;
- ✚ Enfin, je remercie mes amis et ma famille, pour leur encouragement et leur soutien tout au long de mon stage.

RÉSUMÉ

Fruit de la coopération entre le Niger et l'Inde, le Centre International de Conférence Mahatma Gandhi de Niamey rentre dans l'organisation de la 33^è conférence de l'Union Africaine que le Niger abritera en juillet 2019. Il sera bâti sur un terrain de 5,36 hectares.

Notre travail consiste à l'étude technique détaillée des fondations profondes et des murs de soutènement. Ces études seront élaborées sur la base des résultats des sondages géotechniques, dont l'essai préssiométrique et carottés, qui renseignent que le sous-sol est riche en matériaux très durs (grand résistance). Vu que le bâtiment sera bâti sur un remblai de très mauvaise qualité (apport des matériaux non traiter), il a été décidé d'encastrent les pieux sur la roche dure et de jouer sur le nombre de pieux afin de vérifier la portance du sol.

Compte tenu du délai d'exécution, pour éviter la fragilisation des fondations des bâtiments voisins et aussi suite à une analyse multicritère, nous avons retenu des pieux forés à la tarière de diamètre à 60 cm dont La hauteur d'ancrage obtenue varie entre 8 à 9 m de profondeur. Le mur de soutènement, présentant des tronçons de longueur et hauteur variable, servira à soutenir le remblai côté de la salle présidentielle.

La détermination de la capacité portante ainsi que les calculs des tassements ont été réalisés conformément aux recommandations du fascicule 62 titre V. La détermination des sections des armatures pour les fondations profondes et le mur de soutènement a été faite selon le BAEL91 modifié 99.

Le cout global pour l'exécution des fondations profondes et mur de soutènement est évalué à 327 187 695 (Trois cent vingt-sept millions cent quatre-vingt-sept mille six cent quatre-vingt-quinze).

Mots clés :

-
- 1 - Capacité portante ;
 - 2 - Mur de soutènement ;
 - 3 – Fondations profondes ;
 - 4 - Méthode préssiométrique ;
 - 5 - Méthode statique ;
 - 6- Ferrailage ;
 - 7- Semelle de liaison ;
 - 8- pieux.

ABSTRACT

Result of the cooperation between Niger and India, the International Conference Center Mahatma Gandhi of Niamey enters the organization of the 33rd conference of the African Union that Niger will host in July 2019. It will be built on a ground of 5.36 hectares. Our work consists of the detailed technical study of deep foundations and retaining walls. These studies will be developed on the basis of the results of the geotechnical soundings, including the pressiometric and cored tests, which indicate that the subsoil is rich in very hard materials (high resistance). Since the building will be built on an embankment of very poor quality (contribution of materials not treated) Fugue: 3, page 10, it was decided to embed the piles on the hard rock and to play on the number of piles in order to check the lift of the soil. Given the lead time, to avoid the weakening of the foundations of neighboring buildings and also following a multi-criteria analysis, we selected bored drills with a diameter of 60 cm. The retaining wall, with sections of varying length and height, will be used to support the embankment next to the Presidential Hall. Determination of bearing capacity and settlement calculations were made in accordance with the recommendations of Fascicle 62 Title V. The determination of the reinforcement sections for the deep foundations and the retaining wall was made according to the amended BAEL91 99. The overall cost for the execution of the deep foundations and retaining wall is estimated at 327,187,695 (three hundred and twenty-seven million one hundred and eighty-seven thousand six hundred and ninety-five).

Key words:

-
- 1 - Bearing capacity;
 - 2 - Retaining wall;
 - 3 - Deep foundations;
 - 4 - Pressiometric method;
 - 5 - Static method;
 - 6- Reinforcement;
 - 7- Connecting sole;
 - 8 - piles.

LISTE DES ABRÉVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

HA : Haute Adhérence

AH : Armature horizontale

AV : Armature vertical

Arctg : Arc tangente

B.A : Béton Armé

E.L.U : État Limite Ultime

E.L.S : État Limite de Service

S.C : Sondage Carotté

S.P : Sondage Préssiométrique

S.P.T : Essais de Pénétration au carottier

(UA19) : Agence de l'union Africain 2019

INS : Institut National de la Statistique (INS).

BH : BOREHOLE NUMBER

GPS : Global Positioning System (système mondial de positionnement)

EM : Module Préssiométrique

PL : Pression limite

PF : Pression de fluage

FS : Fondations superficielles

FP : Fondation profonde

ST : Tassement total

PI : Pression limite

Qs : Charge latérale

Qp : Charge de pointe

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	ii
CITATION	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUME.....	v
ABSTRACT	vi
LISTE DES ABRÉVIATIONS	vii
TABLE DES MATIÈRES	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES	xii
INTRODUCTION.....	1
I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET	3
1. Présentation de la structure d'accueil.....	3
a. Organisation de l'Entreprise.....	3
b. Plan de sécurité du projet :.....	3
2. Localisation du projet.....	4
3. Climat de la zone du projet	6
4. Présentation du projet.....	6
II. MEDILOGIES DE LA CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT	7
1. Les fondations profondes	7
2. Les murs de soutènements.....	7
III. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	9
1. Etude géotechniques.....	9
a. La reconnaissance des sols	9
b. Les objectifs de cette étude	10
c. Caractéristiques géotechniques du sol.....	10

d.	Les sondages géotechniques réalisés sur le projet	11
2.	Généralités sur les fondations	18
a.	Fondations superficielles	18
b.	Fondation profonde.	19
c.	Classification générale des pieux :	20
d.	Les composantes des Pieux.....	20
e.	Mode de travail d'un pieu	20
f.	Justification du type de fondation.....	21
g.	Choix de type de Fondation	22
3.	Dimensionnement des fondations profondes	25
a.	La descente de charges	25
b.	Coefficients de pondération	25
c.	Pré-Dimensionnement des Fondations	27
d.	Calcul de la capacité portante à partir de l'essai Préssiométrique	27
e.	Vérification de la résistance aux états limites	28
IV.	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT	31
1.	Généralité	31
2.	Les types de murs de soutènement	31
a.	Murs gravitaires ou murs-poids	31
b.	Les Murs en Béton Armé	32
3.	Dimensionnement des murs	35
a.	Pré dimensionnement	35
4.	Principe de vérification de la stabilité	37
a.	La stabilité externe.....	37
b.	Justification de la stabilité interne du mur	46

V. METHODOLOGIES D'EXECUTIONS ET ESTIMATION DU COUT DES TRAVAUX	
51	
1. Méthodologie d'exécution des travaux	51
2. Estimation du Cout des Travaux	53
CONCLUSION	55
BIBLIOGRAPHIE	57
LISTE DES ANNEXES	58

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul des fondations	13
Tableau 2 : Coordonnées GPS	14
Tableau 3 : Résultats des essais de SPT	16
Tableau 4 : choix de type fondation	23
Tableau 5 : Rcapitulatif des résultats de prédimensionnement des semelles	27
Tableau 6 Rcapitulatif des résultats de prédimensionnement des fondations	27
Tableau 7 : Résultats des calculs de la descente de charge sur les fondations.....	29
Tableau 8 : récapitulatif des valeurs retenues.	36
Tableau 12 : Représente des résultats de la vérification à la stabilité.	40
Tableau 9 : Récapitulatifs des calculs pour l'essai BH4	41
Tableau 10 : Coefficients de forme λ_c et λ_d	43
Tableau 11 : Coefficient rhéologique α	44
Tableau 13 : Récapitulatif des résultats de calcul des voiles	47
Tableau 14 : récapitulatif des armatures des voiles.....	49
Tableau 15 : récapitulatif des armatures des semelles	49
Tableau 16:Estimation des couts des travaux (Pieux, Semelle et Mur)	53
Tableau 18 : La capacité portante Q_u du sol sur toute la profondeur Z avec les résultats de l'essai N3	79

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Vue satellite de la zone projet.....	5
Figure 2 : Localisation de la zone d'étude	5
Figure 8: Présentation des murs de soutènement.	7
Figure 3 : vue des couches des fondations	11
Figure 4 : Localisation des points de sondage géotechnique	11
Figure 5 : Types de fondations superficielles.....	19
Figure 7 : Diagramme de classification des pieux	20
Figure 6 : Classification suivant le mode de fonctionnement	21
Figure 9 : Les différents types de murs gravitaires ou poids	32
Figure 10 : Mur en (T renverse)	33
Figure 11 : Dispositions des bèches	34
Figure 12 : Mur a contreforts	34
Figure 13 : Divers murs de soutènement en béton arme	35
Figure 14 : Prédimensionnée d'un mur de soutènement	36
Figure 15 : Emplacement du point A sur le mur	38
Figure 16 : Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation	39
Figure 17 : Sections de calcul	46

INTRODUCTION

La construction du Centre International de Conférences Mahatma Gandhi est un projet qui rentre dans les préparatifs de la 33^{ème} conférence de l'Union Africaine qui sera tenue au Niger en juillet 2019 et aussi dans le cadre du programme « Niamey Nyala », ou « Niamey la coquette ». Le centre sera construit entre le ministère de finance et l'hôtel présidentiel en construction, sur un terrain de 5,36 hectares. Ce fleuron infrastructure qui, sans conteste, sera l'un des plus beaux et des plus modernes bijoux de cette nature dans la sous-région voire en Afrique entière, est conçu sur une architecture qui s'inspire fidèlement de l'architecture traditionnelle nigérienne. En ce sens, la forme du bâtiment entier évoque la forme du fleuve Niger. En milieu haoussa, la calebasse symbolise l'abondance et le sens de l'hospitalité du Niger. La tour rappelle l'architecture de la mosquée d'Agadez à Aïr et la plupart des designs, rappellent ces magnifiques motifs repris, un peu partout, dans notre pays, sur les tissages traditionnels qui reste encore de nos jours d'une flagrante actualité (Annexe 1, page.63.). C'est donc un modèle qui respecte notre diversité culturelle et qui invite au naturel et à la modernité. Quant à la statue de Mahatma Gandhi, elle sera là pour nous rappeler la vitalité de la coopération entre le Niger et l'Inde. Cette infrastructure essentielle pour la tenue des assises des chefs d'Etats et de gouvernement de l'union Africaine servira également à accueillir à Niamey des évènements d'envergure internationale et fera de notre capitale une véritable destination et une porte d'entrée pour le tourisme d'affaires.

Ce centre, qui sera ainsi construit, est un complexe spacieux et moderne qui comprendra : une (01) salle de plénière de deux milles (2.000) places, une salle de rencontres présidentielles pouvant accueillir cinquante-cinq (55) chefs d'État et quatre (4) autres membres accompagnant chacun d'eux, un (01) bloc administratif, une (01) salle de presse, une (01) salle de banquet de six cents (600) couverts et plusieurs autres installations connexes. Selon les normes et les délais prescrits, les travaux vont finir dans huit (8) mois pour la première phase et cinq (5) mois supplémentaires pour l'achèvement total des travaux.

Le projet a pour maître d'ouvrage l'Agence de l'union Africain 2019 (UA19), et sera exécuté par Shapoorji Pallonji, sous le contrôle de l'agence de l'UA19.

La présente étude aura pour but de proposer une méthodologie de **choix et dimensionnement de fondations profondes et des murs de soutènement** en s'appuyant sur le cas du centre Mahatma Gandhi, et plus précisément la salle présidentielle, et les murs de soutènement séparant la salle présidentielle et le bloc administratif.

Après avoir défini le projet qui sera basé sur l'étude technique des fondations profondes et de mur de soutènement, on étudiera les types d'essais réalisés dans le but de recenser les données géotechniques nécessaires au choix du type de fondation profondes, et avec étude technico-économique ; on proposera les types de fondations et le type de mur de soutènement adapté à notre projet afin de procéder à leur dimensionnement.

I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET

1. Présentation de la structure d'accueil

L'entreprise Shapoorji Pallonji est une entreprise indienne de renommée internationale dans les domaines de construction d'infrastructure avec un héritage et une réputation de 153 ans. Elle s'est implantée dans plusieurs pays où elle intervient dans le domaine des concessions.

a. Organisation de l'Entreprise

L'entreprise Shapoorji pallonji est une entreprise hautement qualifiée en matière de construction et qui arrive à exécuter un projet quelle que soit la situation géographique. C'est une entreprise qui met à la disposition de ces projets les matériels nécessaires (engins, appareils, instruments...) et de mains d'œuvre pour la réalisation des travaux liés à chacun de ses chantiers. Avec ses équipes pluridisciplinaires rompues aux problèmes de coordination et de logistique, elle peut intervenir dans les meilleurs délais avec l'appui des entreprises et artisans locaux. L'une des fiertés de cette entreprise est qu'il fait travailler l'ensemble des personnels, de nationalités différentes et dans différent corps d'états. Des agents hautement qualifiés reconnus par leur polyvalence qui savent s'adapter aux contingences locales et concourent tous à satisfaire le client. Pour mener à bien les travaux, plusieurs ateliers ont été installés sur le chantier, à savoir :

- Un laboratoire de contrôle de qualité et assurance interne ;
- Deux ateliers de ferrailages ;
- Un atelier de menuiserie ;
- Un atelier de soudure ;
- Un atelier de préfabrication des éléments en béton arme ;
- Et plusieurs magasins de stockage ;

Elle porte aussi un accent particulier sur l'aspect qualité et sécuritaire afin de préserver la vie de ses employés.

b. Plan de sécurité du projet :

Le plan de sécurité est l'ensemble des dispositions mis en œuvre afin d'assurer la sécurité sur le chantier.

Sur ce projet, on distinguera le plan de sécurité collective du plan de sécurité individuelle :

➤ **Plan de sécurité collective :**

Le plan de sécurité prévoit le contrôle et l'amenée des éléments suivants sur le chantier :

- Échafaudage ;
- Échelles antidérapantes ;
- Gardes corps, sécurité collective ;
- Plateformes individuelles et marchepieds ;
- Protection de l'environnement et antipollution ;
- Système de sécurisation pour ligne de vie ;
- Balisage des zones de danger ;
- Panneau Signalisations.

➤ **Plan de sécurité individuelle**

Il s'agira principalement ici des EPI (Équipements de Protection individuelle) que sont : les chaussures et bottes de sécurité, vêtements professionnels, harnais de sécurité, gants et gilets.

➤ **Plan de contrôle qualité**

Le laboratoire de contrôle de qualité est une structure autonome de l'entreprise. Leur mission est de s'assurer du respect des normes de structure mais aussi inciter les ingénieurs à éviter la précipitation qui peut mener à des omissions ou malfaçons.

2. Localisation du projet

La ville de Niamey est située au bord du fleuve dans la partie sud-ouest du Niger entre les parallèles 13°33' Nord et 13°24' Sud et les méridiens 2° et 29°15' Est. Elle est à une altitude de 160 à 250 m au-dessus du niveau de la mer et couvre une superficie estimée à 297,46 km² pour une population estimée à 1 388 682 habitants selon la projection 2012 de l'Institut National de la Statistique (INS).

Le présent projet est situé dans le deuxième (2^{ème}) arrondissement de la ville de Niamey qui est constituée de cinq (5) arrondissements au total.

- La figure 1 ci-dessous indique la localisation du projet dans la ville de Niamey :

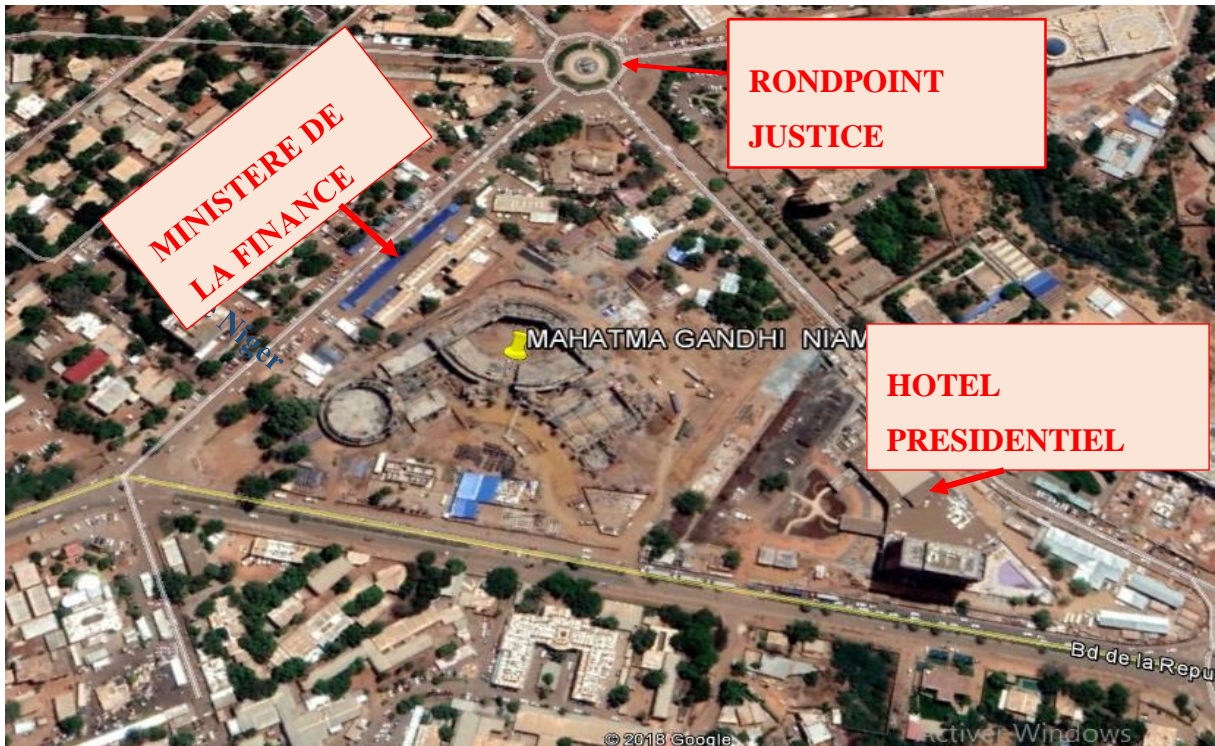


Figure 1 : Vue satellite de la zone projet

- La figure 2 ci-dessous indique la localisation de la salle présidentielle et le mur de soutènement dans le projet.

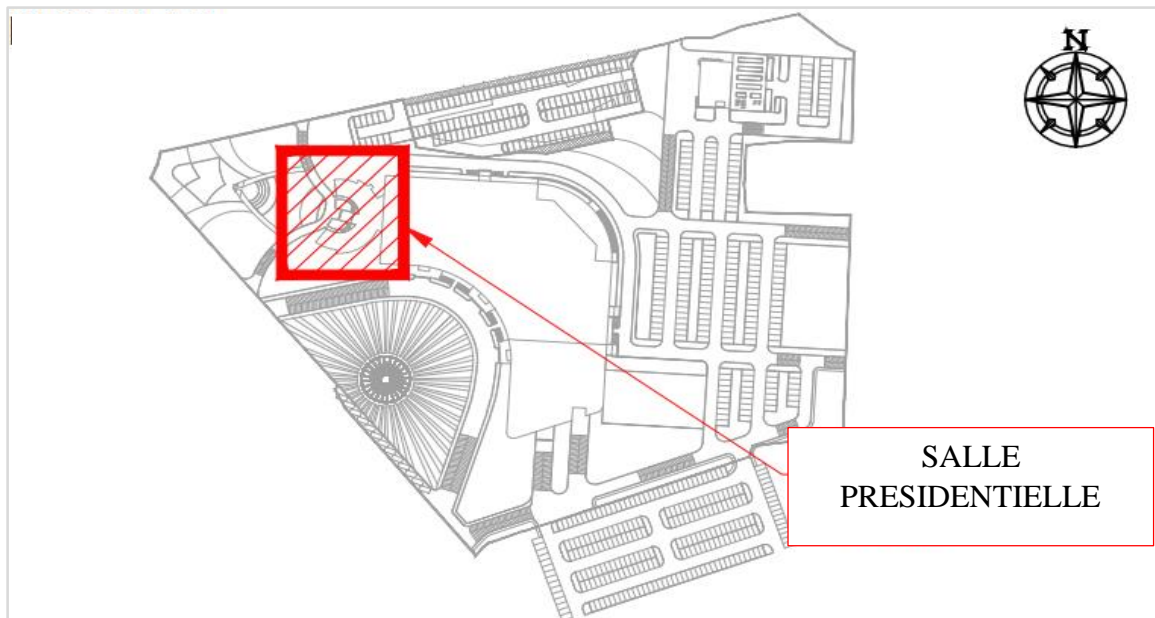


Figure 2 : Localisation de la zone d'étude
(source : Plan d'exécution)

3. Climat de la zone du projet

La température moyenne de la zone de projet est celle de la ville de Niamey. Selon les archives de la direction générale de la météorologie du Niger, elle varie entre 25 degrés Celsius (décembre, janvier) et 32 degrés Celsius (avril, Mars). Les températures maximales moyennes varient de 31 à 40 degrés et sont observées généralement en avril, mois le plus chaud de l'année. La région du plateau subit les rigueurs du climat marqué par deux saisons bien contrastées : la saison humide de juin à octobre et la saison sèche qui s'étend de novembre à mai.

4. Présentation du projet

Le projet dans sa globalité est composé de : une (01) salle de plénière de deux milles (2.000) places. Une salle de rencontres présidentielles pouvant accueillir cinquante-cinq (55) chefs d'État et quatre (4) autres membres accompagnant chacun d'eux. Un (1) bloc administratif, une (01) salle de presse. Une (01) salle de banquet de six cents (600) couverts et plusieurs autres installations connexes. Selon les normes et les délais prescrits, les travaux se dérouleront en deux phases, une première de huit (08) mois et une seconde de cinq (05) mois qui correspond la réception et l'achèvement total des travaux.

L'aspect architectural du projet est très important. La conception structurelle a donc dû être adaptée pour satisfaire ces fortes exigences architecturales. Les différents blocs sont fondés à des altitudes très différentes. On notera notamment une différence de 10 m entre la salle présidentielle et le bloc administrative (Figure 3, page 10). La salle présidentielle présente également la particularité d'être sur deux niveaux avec une mezzanine qui surplombe le second niveau. Ces contraintes liées au terrain naturel ont influé de façon importante sur le mode de fondations retenu et sur la conception de la plateforme de travail.

Pour notre étude, nous allons nous contenter d'étudier les fondations profondes de la salle présidentielle et le mur de soutènement séparant la salle présidentielle et le bloc administratif.

II. MEDILOGIES DE LA CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT

1. Les fondations profondes

L'étude du choix et du dimensionnement de fondations est un travail très important dans le cadre de la mise en œuvre des ouvrages. Car de cette étude va dépendre la stabilité de la structure et par la même sa pérennité.

Tout en se basant sur le fascicule 62 tire V, On a défini la force portante ou la résistance limite d'un pieu Q_u comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre. On a défini aussi la capacité portante Q_l du sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter. Au-delà de cette charge, le sol se rompt.

2. Les murs de soutènements

Dans cette partie, notre travail consiste à une étude de mur de soutènement en béton armé du Centre International Mahatma GANDI. Son rôle principal est de garder la forme architecturale du complexe et aussi de soutenir le remblai du côté de la salle présidentielle au bloc administratif. Le mur étant composé de quatre tronçons définis dans le tableau 10 ci-dessous. Leur dimensionnement sera faite selon le BAEL91 modifié 99. :

Tableau 10 : Décompositions des Murs

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Hauteur (m)	6	6	5	4
Longueur (m)	10	22	8	6

Pour ce qui est de cette partie, nous allons faire l'étude d'un tronçon (Tronçon 1) manuellement. Pour ce faire, nous allons décrire quelques généralités sur les différents types de murs de soutènement, et faire la conception du mur par la méthode statique et par le logiciel CYPE.

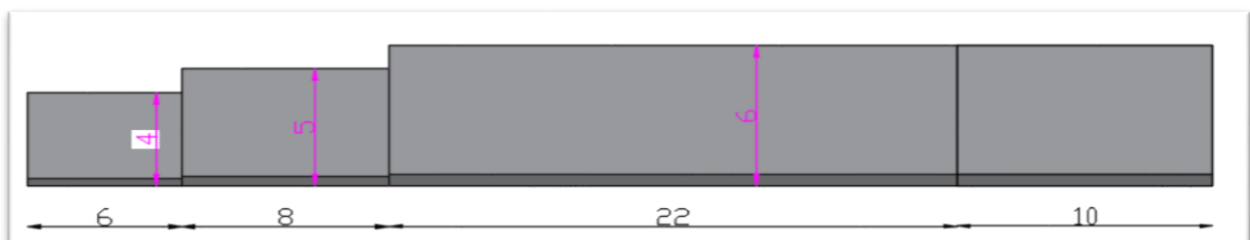


Figure 3: Présentation des murs de soutènement.

Pour mieux s'orienter chronologiquement et définir clairement l'approche méthodologique dans cette étude, il est préparé soigneusement un cadre logique présenté dans le tableau suivant qui permettra de cerner les activités à faire et les résultats suite à chaque objectif fixé préalablement.

OBJECTIF GLOBAL : étude technique détaillée des fondations profondes de la salle présidentielle et murs de soutènement ;		
OBJECTIFS SPECIFIQUES	ACTIVITES	RESULTATS ATTENDUS
SYNTHESE DES ETUDES GEOTECHNIQUES	<ul style="list-style-type: none"> ▪ reconnaissance des sols ; ▪ objectifs de cette étude ; ▪ Caractéristiques géotechniques du sol. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ réemploi des matériaux ; ▪ évaluation des terrassements prévisibles ; ▪ L'appréhension des caractéristiques géologiques, hydrogéologies et géotechniques des sols au droit des appuis de l'ouvrage en projet.
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La descente des charges ; ▪ Pré-Dimensionnement des Fondations ; ▪ Calcul de la capacité portante à partir de l'essai Préssiométrique ; ▪ Dimensionnement des Fondations. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Déterminations des sollicitations ; ▪ Détermination des diamètres des pieux ; ▪ Vérification de la résistance aux états limites ; ▪ Détermination de nombre et la hauteur des pieux sur semelle de liaison ; ▪ Ferrailages des pieux.
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENTS	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La descente de charges ▪ Pré-Dimensionnement des Fondations ▪ La stabilité du mur ▪ Dimensionnement des Mur 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Déterminations des sollicitations ; ▪ Détermination des dimensions des murs ; ▪ Vérification de la stabilité interne et externe ; ▪ Calcul des armatures.
MÉTHODE D'EXÉCUTION DES FONDATIONS ET MURS DE SOUTÈNEMENTS	<ul style="list-style-type: none"> ▪ les tâches à réaliser 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ exécution des pieux ; ▪ exécution des murs de soutènement.
DÉVIS ESTIMATIF DU PROJET	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Détermination des prix unitaires 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cout prévisionnel du projet

III. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES FONDACTIONS

1. Etude géotechniques

Par définition, la géotechnique porte sur l'étude de l'adaptation des ouvrages humains aux sols et roches formant le terrain naturel, et qui traite l'interaction sol/structures ; elle fait appel à des bases de géologie, de mécanique des sols, de mécanique des roches et de structure. La mécanique des sols traite des matériaux meubles et la mécanique des roches traite des matériaux rigides.

a. La reconnaissance des sols

Le dimensionnement d'un ouvrage d'art tel qu'un mur de soutènement ou une fondation profonde ne peut être fait sans avoir une idée sur la nature du sol de fondation issue de l'ensemble des essais effectués au laboratoire et in situ pour l'identification des sols. Cette étude constitue la reconnaissance des sols.

Dans le but d'éviter des extrêmes, il est nécessaire d'adapter le programme d'exploration aux conditions du sol et à la taille de l'ouvrage. Tout constructeur doit, dans son propre intérêt, prendre en compte la nature du sous-sol pour adapter son projet en conséquence, définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût et se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines. La responsabilité des études liées au sol est transférée à un spécialiste, le géotechnicien, dont la mission porte sur les points suivants :

- **Les terrassements** : faisabilité, réemploi des matériaux, tenue des talus et parois des fouilles ;
- **L'hydrogéologie** : influence d'une nappe aquifère sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage (drainage, cuvelage d'un sous-sol), agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons ;
- **Les fondations** : définitions des types de fondations à envisager et contraintes admissibles à retenir, évaluation des terrassements prévisibles ;
- **Les risques naturels** : détection de cavités naturelles ou anthropiques.

b. Les objectifs de cette étude

Les études géotechniques ont pour principal objet de faire l'ensemble des tests permettant de déterminer leurs caractéristiques physiques et chimiques des sols afin de pouvoir concevoir la taille et le type de fondations nécessaire à la résistance de notre structure : elle consiste en :

- la réalisation d'essais d'identification et de portance sur les matériaux et sols de plateforme en place ;
- L'appréhension des caractéristiques géologiques, hydrogéologies et géotechniques des sols au droit des appuis de l'ouvrage en projet ;
- la présentation des principes généraux de construction des ouvrages géotechniques, à savoir :
 - la nature et les épaisseurs des matériaux constitutifs du sous-sol au droit du projet ;
 - les fondations envisageables pour l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, L'entreprise Shapoorji, chargée de l'exécution du projet, a sollicité le Bureau d'étude Géotechnique **BELT SARL** pour une mission géotechnique. Cette mission fait la synthèse des résultats des études géotechniques dans un rapport fournissant tous les résultats des essais et sondages effectués in situ et au laboratoire.

Pour ce qui est de notre part, nous allons nous contenter d'utiliser les résultats de ce rapport, notamment les résultats des essais au laboratoire, et in situ (Pénétrométrique et Préssiométrique)

c. Caractéristiques géotechniques du sol

De manière générale, la salle est fondée sur un remblai latéritique reposant sur un terrain naturel de couche de sables différents mais avec une partie constituée d'argile latéritique. Les études géotechniques ont montré que la couche d'argile n'est que superficielle et que après quelques mètres de profondeur nous rencontrons des couches de roches extrêmement dures (très bonne résistance).

La figure 3 ci-après illustre une vue des couches de fondation rencontrées.

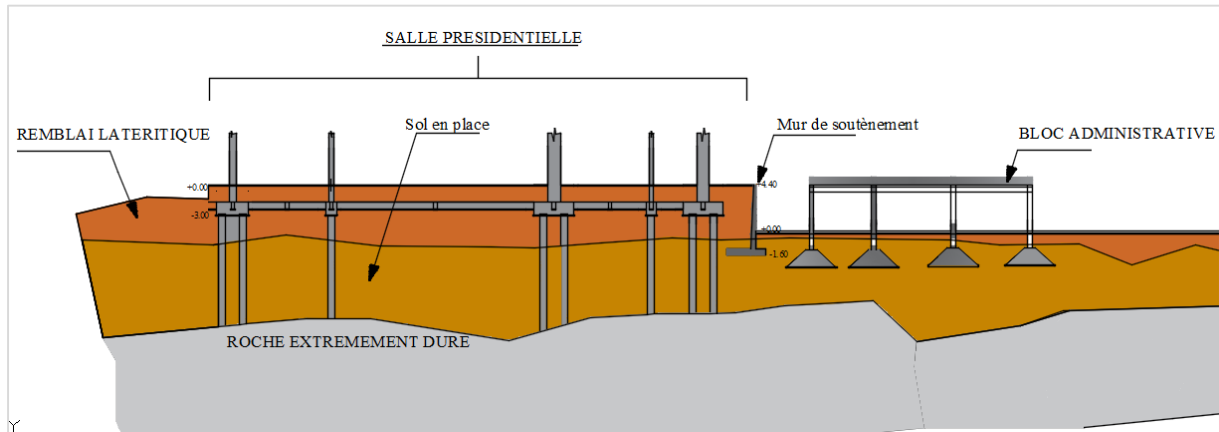


Figure 4 : vue des couches des fondations

d. Les sondages géotechniques réalisés sur le projet

Il a été réalisé quinze essais sur le projet, dont trois essais préssiométriques et deux essais pénétrométrique sur notre zone d'étude, ces essais nous ont permis d'obtenir des informations précises sur la nature et la qualité de sol.

La figure 4 donne la localisation des points des différents sondages effectués.

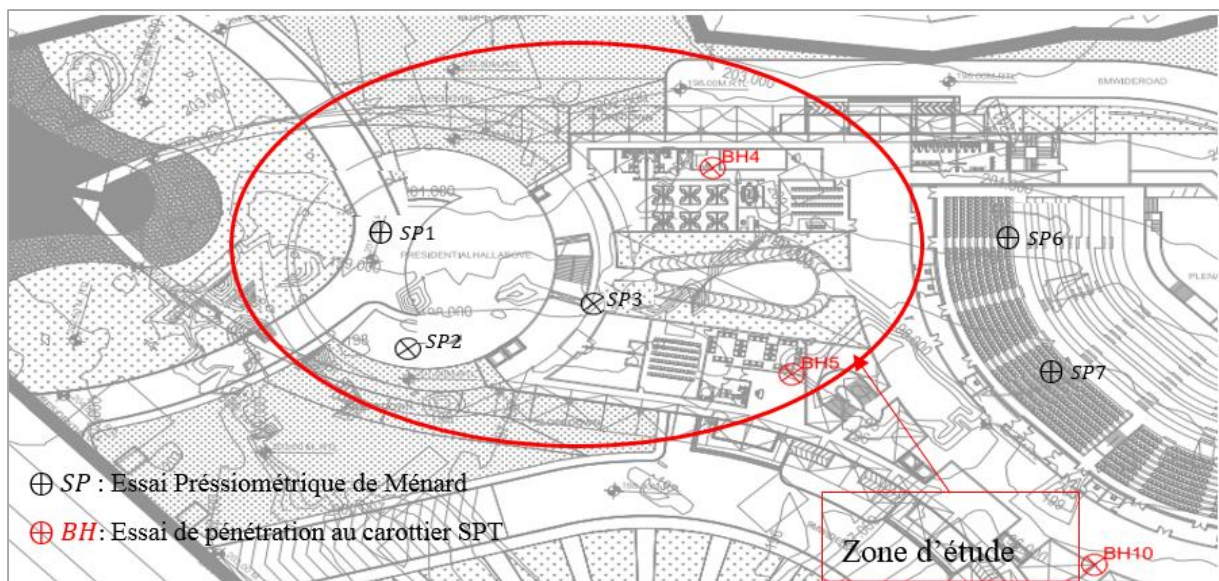


Figure 5 : Localisation des points de sondage géotechnique
(source : plan d'exécution)

➤ Essais au laboratoire

Lors des essais in-situ, des échantillons (carottages) ont été prélevés pour servir à quelques analyses comme l'essai de la granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg, essai au bleu qui sont des essais d'identification. Parmi ceux-ci, la granulométrie et la teneur en eau

concernent le squelette du sol et ne renseignent absolument pas sur les relations entre grains. Les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai Proctor sont au contraire des essais qui tiennent compte des relations inter granulaires. Aussi la méthode statique, ou encore méthode (C- ϕ) est une méthode basée sur des essais au laboratoire. Ces essais permettent de déterminer la cohésion C et l'angle de frottement ϕ qui servira à déterminer la capacité portante des sols et l'évaluation du tassement. Tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol. Ils ne sont donc pas suffisants pour étudier un sol en place (une fondation d'ouvrage par exemple) surtout qu'ils ne peuvent pas renseigner sur l'histoire du sol (au sens géologique). D'autres essais le permettront comme les essais préssiométriques ou pénétrométriques. Mais les essais d'identification permettent de qualifier le sol par un nom plus précis (argile, sable, limon argileux,...). Une telle appellation est très utile quand elle est un peu rigoureuse, car le mécanicien des sols sait, pour chaque type de sol les propriétés à étudier, les risques possibles, et les aptitudes principales.

Les résultats des essais effectués au laboratoire sont résumés dans le **Tableau 5, Page 15**.

➤ Essai in situ

En plus des essais au laboratoire, Il existe plusieurs autres méthodes de sondages in situ, qui sont des essais fondamentaux pour les reconnaissances préalables à l'étude et au dimensionnement des fondations.

- Méthode Préssiométrique : l'essai Préssiométrique de Ménard est un essai in situ qui permet d'étudier une relation simple entre les contraintes et les déformations. Il est de ce fait très puissant dans l'étude du comportement du sol sous divers chargements ;
- Méthode pénétrométrique : il s'agit aussi d'un essai sur place. Le principe de l'essai consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône ;
- SPT : l'essai de pénétration au carottier est un essai qui consiste à battre un carottier sous une énergie constante avec un mouton en chute libre. Il permet :
 - D'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés
 - De déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol

Selon le type de fondation envisagé, certains types de sondages sont recommandés ou non. C'est ce que confirme Maurice CASSAN dans ses recherches qui l'ont conduit à résumer les recommandations suivantes dans le tableau 1 ci-dessous :

Tableau 1 : Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul des fondations

	Quelque catégorie	Méthode statique	Méthode préssiométrique	Méthode pénétrométrique	STP
type de sol	argiles molles	Usuelle et convenable	Recommandée	Recommandée	proscrite
	Argiles raides et marnes	Usuelle et convenable	Recommandée	Proscrite	proscrite
	Sable	Toléré, mais pouvant être contestée	Recommandée	usuelle et convenable	recommandée
	Graviers	proscrits	Recommandée	Proscrite	proscrite
type d'ouvrage	fondation superficielle	Tolérée, mais pouvant être contestée	Recommandée	Recommandée	proscrite
	pieux	proscrits	Recommandée	Recommandée	Proscrite

Les fondations, sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Elles reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation.

En vue des résultats de La capacité portante Q_u du sol calculé sur toute la profondeur Z avec les résultats de l'essai N3 (**Annexe 2, page 80**), notre étude sera principalement axée sur les fondations profondes circulaires en béton armé.

Les types de sondages préconisés sont les essais aux laboratoires et in situ qui sont favorables aux études pour tout type de fondation. On a alors opté pour des sondages préssiométrique et pénétrations dynamiques (SPT).

Pénétration dynamique (SPT).

L'essai de pénétration dynamique connu sous le nom de « standard pénétration test (SPT) » est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle

L'essai consiste à déterminer :

- La résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable ;
- À faire des prélèvements des matériaux sous forme de carotte pour certaines études au laboratoire ;
- d'observer la coupe lithologique.

Sur notre zone d'étude, il a été réalisé 2 sondages à pénétration dynamique (SPT) descendus à 16 m de profondeur.

Pour ce rapport, nous allons nous contenter d'exploiter les résultats des essais BH4 :

Tableau 2 : Coordonnées GPS

SONDAGE	COORDONNÉES GPS	
	X	Y
BH4	-24455	135952
BH5	18109	166038

❖ Résultats des essais retenus

Ces sondages nous donnent une observation de la coupe lithologique et une description détaillée du terrain ainsi que la profondeur de la nappe.

Nous résumons dans le tableau ci-dessous les résultats caractéristiques des deux sondages de l'essai de pénétration dynamique BH2 et BH4

Tableau 3 : Résultats des essais de SPT

Sondage	profondeur initiale (m)	profondeur finale (m)	épaisseur des couches	Nombre de N considérer	Nomenclature	Etat de compacité
BH4	0	0,6	0,6	7	sable cohésif	lâche
	0,6	2,2	1,6	18	latérite graveleuse	compacte
	2,2	4,5	2,3	5	argile saturée avec de l'eau	lâche
	4,5	6	1,5	29	argile graveleux	compacte
	6	11	5	100	roche	très dense
BH5	0	9,4	9,4		excavation déblai	
	9,4	9,9	0,5	10	argile saturée d'eau	loose
	9,9	14,9	5	26	argile graveleux	compacte
	14,9	16	1,1	114	roche	Très dense

❖ Interprétation des résultats

En vue des résultats des deux essais :

- l'essai BH4 : On peut dire que le sol montre un bon compactage NSPT dépassant les 50 coups (NSPT=50) et cela à partir de 4,5 m de profondeur.
- L'essai BH5 : On peut déduire que le sol de notre assiette présente une compacité élevée.

Les résultats du test SPT qui ont permis de décrire la structure du sol et de dessiner les diagrammes SPT donnant en abscisse les valeurs SPT et en ordonnée la profondeur exprimée en mètres vont nous servir à déterminer la portance du sol au pied du mur de soutènement tout en sachant que les profondeurs dans les sections lithologiques présentées sont exprimées par rapport au niveau du terrain naturel

Sondages Préssiométrique

➤ Définition et principe de l'essai

L'essai Préssiométrique Ménard est un essai de chargement du terrain in situ qui consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri cellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.

➤ But de l'essai

Le but de l'essai est de déterminer la capacité portante d'un sol et de son tassement sous une fondation donnée, et ce suivant trois caractéristiques fondamentales qui sont :

- Le module Préssiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol. Il intervient dans le calcul de tassement ;
- La pression limite P_L qui caractérise la résistance de rupture du sol ;
- La pression de fluage P_F qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique d'un sol.

➤ Résultats des essais réalisés au chantier

Selon les demandes et les exigences du projet, il a été réalisé trois sondages préssiométriques (SP1 à SP3) **Figure 4, page 10** descendus à 20 m de profondeur tout en suivant la norme NF-EN-ISO-22475-1 afin d'atteindre la couche convenable. Ces sondages vont servir à déterminer.

- la contrainte de rupture sous une fondation profonde ou superficielle ;

- Evaluer les tassements des fondations (superficielles) ;
- Calculer le module de réaction sous une fondation superficielle ;
- Calculer le frottement négatif sur un élément de fondation profonde ;
- Obtenir des informations précises sur la nature et la qualité des sols.

Voir les résultats en **Annexe 1 page 59**

2. Généralités sur les fondations

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables. Selon le fascicule 62 titres, il existe deux catégories de fondations à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes. Mais entre les deux extrêmes fondations on trouve les fondations semi-profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. Il n'existe pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers et on adopte suivant les cas les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

a. Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont conçues pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum. Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles qui du point de vue de la profondeur critique D_c , une fondation sera dite superficielle si sa base se trouve au-dessus de D_c . En considérant la profondeur d'encastrement, on dira qu'une fondation est superficielle si $D_e/B \leq 1,5$ (B étant la base de la fondation).

❖ Différents types de Fondations Superficielles

- **Les semelles filantes**, sont généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$) ;
- **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ; supportant des charges ponctuelles ;

- **Les radiers ou dallages**, de dimensions B et L importantes ; occupant la totalité de la surface de la structure telle que l'épaisseur H est comprise entre 0.40 et 0.80.

Ils s'imposent :

- si la résistance du sol est faible ;
- si les ouvrages transmettent des charges importantes conduisant à des semelles dont la surface est voisine de la moitié de celle de la construction.

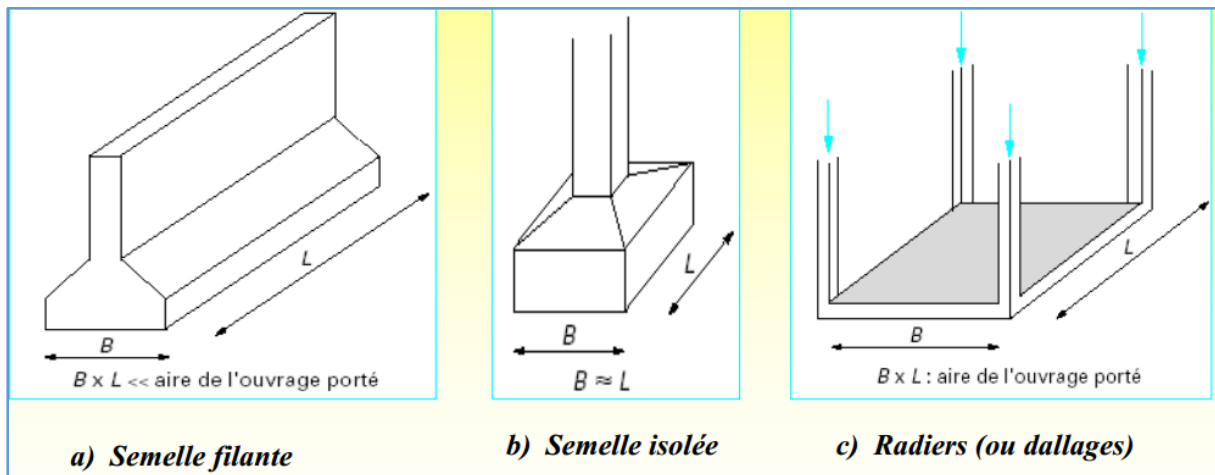


Figure 6 : Types de fondations superficielles
(source : Cours Fondations ; page 5)

b. Fondation profonde.

Souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, molles, peu résistantes et l'amélioration de leur portance s'avère difficile, voire impossible ou trop coûteuse alors que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Si la fondation est exécutée directement sur des couches de faible résistance, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage pourraient se produire.

Les fondations profondes sont donc celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Afin d'atteindre le substratum résistant, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, dont le diamètre peut aller jusqu'à 3 m, soit des pieux pour lesquels le rapport D / B est généralement supérieur à 10.

B étant le diamètre du pieu ou sa plus petite dimension dans le plan horizontal et **D** sa longueur

c. Classification générale des pieux :

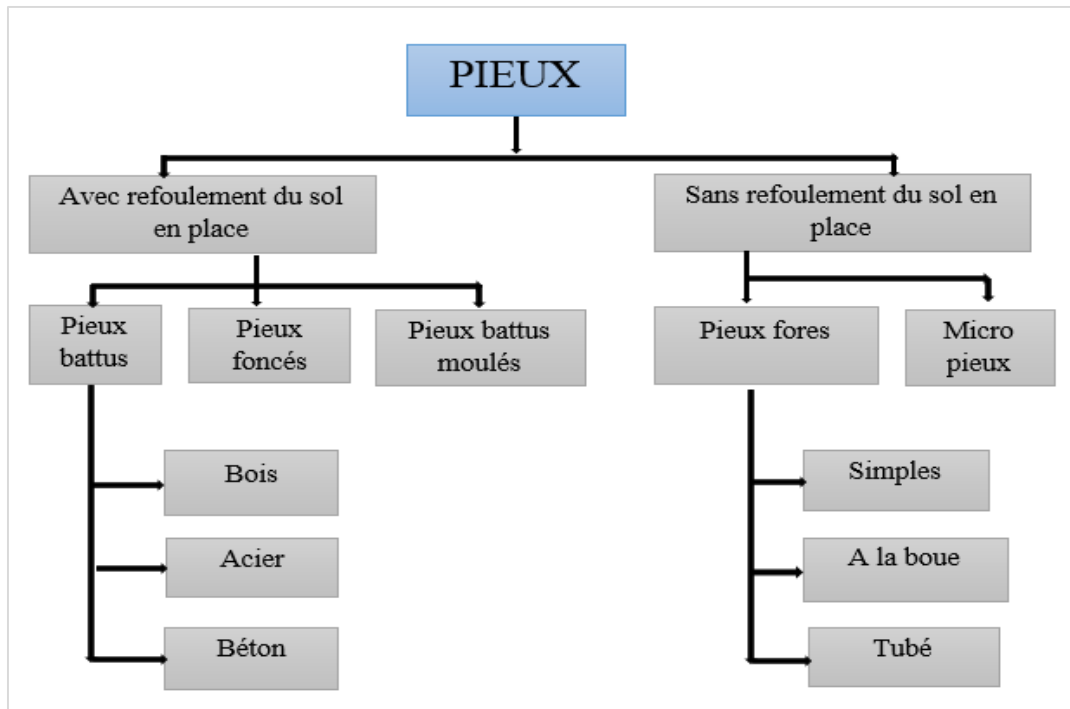


Figure 7 : Diagramme de classification des pieux

d. Les composantes des Pieux

Un pieu comprend principalement trois parties à savoir :

- **La tête** qui reçoit directement les charges de la superstructure de l'ouvrage par l'intermédiaire parfois d'une semelle de répartition ;
- **La pointe** qui assure la transmission de charge entre la base du pieu et le sol ;
- **Le fût** compris entre la tête et la pointe qui est le siège de la transmission des efforts latéraux.

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 équivalente « De » définie à partir des résultats des essais de sols en place. Cette valeur de « De » tient compte de la différence entre les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage et celles des sols de couverture traversés par le pieu.

e. 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 6, ci-après**) :

- 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 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 de sol de résistance de pointe moyenne ou substratum semi-rigide, le pieu travaille sous l'action des efforts de pointes, mais aussi des frottements latéraux, on parle alors de combinaison des deux points.

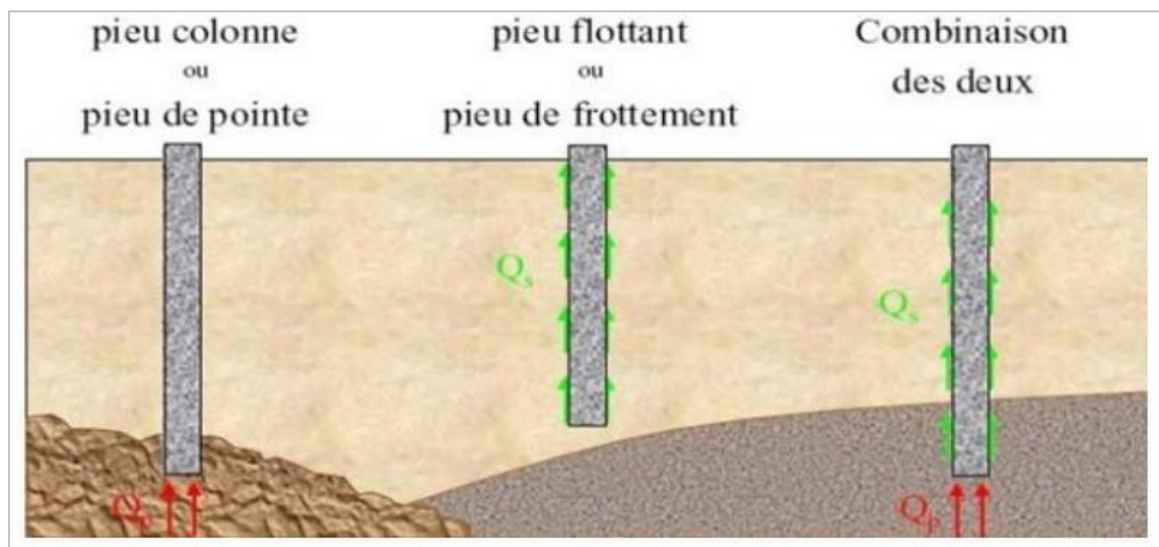


Figure 8 : Classification suivant le mode de fonctionnement
(source : cours calcul pratique des fondations, page 33)

f. Justification du type de fondation

Le choix de type de fondation est fonction des plusieurs facteurs dont :

- La contrainte de compression admissible sur le sol ;
- Les risques d'affouillements dans le cas d'ouvrage en site aquatique ;
- Les phénomènes de tassement qui doivent être compatibles avec l'intégrité des superstructures.

Dans le cadre de ce projet, nous allons utiliser la procédure générale qui donne le type de fondation en fonction de la hauteur d'encastrement équivalente (D_e) et de la largeur (diamètre) de la semelle avec les conditions ci-après :

$De/B > 1,5$	Fondation superficielle
$1,5 < De/B < 5$	Fondation semi-profonde
$De/B > 5$	Fondation profonde

Dans la suite de cette étude, nous allons faire l'hypothèse d'une fondation profonde compte tenu de la nature du remblai et la grandeur du bâtiment. Nous allons nous contenter de vérifier l'hypothèse après les calculs.

g. Choix de type de Fondation

Le rapport géotechnique nous a permis de savoir que le bon sol pouvant supporter le bâtiment se trouve à une profondeur importante, ce qui nous a amené à écarter le choix de la fondation superficielle. Nous procéderons par une analyse multicritère pour le choix de type de fondations profondes prescrit dans le document FOND 72 extrait du fascicule 1-4, cette analyse prendra compte de plusieurs paramètres dont la nature du sol support, le mode d'exécution, le cout et le délai d'exécution.

Tableau 4 : choix de type fondation

Type de pieux	Avantages	Inconvénients
<p>Pieux préfabriqués en béton armé mis en place par refoulement du terrain</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Courbe de battage • béton et armatures soignées et contrôlable • possibilité de mise en œuvre partielle par lançage ; • dimension des pieux assez petits pour avoir des semelles économiques ; • taux de travail supérieur à celui des pieux coulés en place ; • possibilité de bulbes préfabriqués • la qualité du béton des pieux peut être contrôlée avant l'insertion dans le sol ; • la stabilité dans les sols compressibles ; 	<ul style="list-style-type: none"> • exige une appréciation assez sûre de la longueur nécessaire, sinon complications assez gênantes (entures difficiles et demandant un certain délai de durcissement) ; • délai de durcissement, nécessité d'une aire de manutention et stockage. • Difficultés de manutention pour des pieux dépassants 20 à 25 mètres de longueur ; • cout de déplacement du matériel croissant vite avec la longueur nécessitant alors amorti sur un nombre de pieux suffisant ; • puissance de pénétration limitée ; • risques de dégradation au battage ;
<p>Pieux, puits forés exécutés en place</p>	<ul style="list-style-type: none"> • prélèvement d'échantillon remanié • adaptation de longueur facile (ni enture, ni pertes) ; • pas de risque pour les ouvrages voisins (pas de vibrations) sauf en cas de trépannage ; • peut traverser ou pénétrer en terrain-dur trépannage ; 	<ul style="list-style-type: none"> • problèmes et aléas de bétonnage (convenance de la plasticité du béton prêt à l'emploi après transport, délavage, pollution, discontinuités de bétonnage...) • Aléas croissants à mesure que le diamètre est plus grand (difficulté de curage en pied, durée du bétonnage, lourdeur des cages d'armatures...). • difficulté d'armer fortement ; • risque de mauvais enrobage des armatures ;

	<ul style="list-style-type: none"> • dans des cas rares de bétonnage à sec, il est théoriquement possible de constituer des bases élargies -pas d'aire de préfabrication. 	<ul style="list-style-type: none"> • béton peu compact (et taux de travail limité) si coulage sous l'eau ;
<p>Pieux métalliques (pieu façonné à l'avance ou pieu mixte, palpieu)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • courbe de battage • sans sabot : pénétration facile ; peu de risque pour les ouvrages voisins ; • manipulation facile (peu fragile) • résistance à la flexion élevée ; • entures faciles ; • limitation du frottement négatif • peut être facilement intégré à un rideau de palplanches (pal-pieux) pour le rigidifier 	<ul style="list-style-type: none"> • risques de corrosion, remèdes : protection cathodique, métallisation, peinture • frottement latéral unitaire faible • nécessité de curer pour les pieux ouverts si l'on veut bétonner à l'intérieur ; • avec sabot : vibrations ne pénètrent pas dans le rocher ; • fragilité des soudures au battage.
<p>Pieux H (profilé métallique)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • résistance élevée à la compression et à la flexion ; • capacité de pénétration élevée ; • peu d'influence sur les pieux ou ouvrages voisins au cours du battage (non refoulement) ; • courbe de battage • manipulation et stockage facile ; • limitation du frottement négatif ; • Inclinaison importante possible dans certaines limites de longueur. 	<ul style="list-style-type: none"> • Frottement latéral unitaire moins élevé ; • surface de base très faible (risque de poinçonnement) ; • risque de corrosion ; remèdes : protection cathodique, métallisation, peinture, aciers spéciaux ; • fragilité des soudures ; • dans les vases, risque de flambement non négligeable si l'élancement est grand.

Selon les analyses multicritères, les conditions géotechniques du site signalées dans le rapport géotechnique, compte tenu des contraintes et des énormes progrès technologiques réalisés au cours de ces dernières années par les entreprises spécialisées, les pieux forés sont le type de pieux les mieux appropriés pour ce projet. Alors nous adopterons des fondations profondes sur pieux Forés Simples.

3. Dimensionnement des fondations profondes

Le calcul des fondations profondes a pour un objectif de déterminer les dimensions des semelles de liaisons, le diamètre des pieux, le nombre de pieux et le choix de l'entre axe. Il s'agit aussi de déterminer la capacité portante qu'offre le sol sur la pointe des pieux et la charge admissible Q_{adm} (la charge du bâtiment que peuvent reprendre les fondations) afin de vérifier la profondeur optimale des fondations. Pour cela, nous allons procéder par la détermination des différentes charges agissant sur les fondations puis pré-dimensionner les différents éléments de la fondation.

a. La descente de charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

La structure étant du type plan libre, ce qui signifie que les murs sont non-porteurs et que les planchers (en dalle pleine) et leurs poutres sont supportés par des poteaux de sections diverses. Les murs et les planchers reposent sur les poutres. Ces dernières transmettent leurs réactions aux poteaux en dessous.

Pour le dimensionnement des fondations dans notre cas, on considère que les pieux ne reçoivent que les efforts verticaux.

Le présent travail sera axé sur la descente de charges en vue d'avoir une idée globale sur les différentes charges arrivant sur nos pieux, c'est-à-dire les charges permanentes et les charges d'exploitations.

Voir les détails et résultats en **Annexe 2, page 61**.

b. Coefficients de pondération

Une construction est soumise à un grand nombre d'actions qui peuvent se combiner entre elles. On est donc amené à faire un choix en essayant de déterminer les circonstances les plus

défavorables qui pourront se présenter au cours de la vie de l'ouvrage. Pour le béton armé, les combinaisons et coefficients de pondération les plus utilisés sont :

- aux états limites de service : $G + Q$
- aux états limites ultimes : $1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5Q$.

Avec G_{max} : action permanente défavorable et G_{min} : action permanente favorable

Les états limites de service (ELS) correspondent aux conditions normales d'exploitation, c'est-à-dire aux déformations élastiques des structures.

Les états limites ultimes (ELU) correspondent à un état de ruine conventionnel. On sollicite le matériau au maximum.

Les calculs de la descente de charge sont détaillés en **Annexe 2, page 62**.

Tableau 8 : Les résultats de la descente de charge de tout le bâtiment.

N poteau	Charge kN	N poteau	Charge kN
C15	1728,06	C16	1858,14
C14+C27	2105,97	C41+C40	1030,96
C13+C26	2127,98	C39	728,02
C12	1924,27	C38	714,43
C25	1747,97	C37	847,87
C11	1876,04	C36	775,46
C24	2050,48	C35	856,98
C10	2026,52	C34	813,49
C11	2016,37	C33	737,05
C9	2173,05	C32	781,45
C22	2172,09	C31+C30	985,95
C8	2181,89	C39	789,49
C20	1951,88	C38	737,96
C7	2174,01	C37	709,40
C6	2351,38	C36	776,59
C19	2108,83	C35	798,99
C5	2438,83	C34	777,48
C18	2395,31	C33	748,34
C4+C17	2819,76	C32	815,03
C3	2117,00	C31+C30	1021,02
C2	1832,18	C29	1012,74
C1	1832,18	C42	1012,74

c. Pré-Dimensionnement des Fondations

Le pré dimensionnement des fondations sur pieux est une étape indispensable dans le dimensionnement des pieux. Elle a pour but de déterminer les dimensions des semelles de liaisons et pieux, puis définir les hypothèses de calculs. Le document « Ossature des bâtiments » et « Calgaro » nous permettent de venir à cela. Nous soulignons que les normes prescrites dans le fascicule 62 titre V ont été utilisées pour tous les calculs.

Tous les détails des étapes élaborées pour les pré-dimensionnements seront détaillés dans l'Annexe 2, page 68.

Tableau 5 : Rcapitulatif des résultats de prédimensionnement des semelles

Type de semelle	hauteur cm	longueur (cm)	largeur (cm)
semelle sur pieux isolé	110	90	90
Semelle sur deux pieux	140	270	110
Semelle sur trois pieux	140	245	270
Semelle sur quatre pieux	110	340	340

Tableau 6 Rcapitulatif des résultats de prédimensionnement des fondations

Désignations	formules	valeur retenues
Diamètre des pieux	$0,6m \leq \varnothing \leq 2,5m$	0,6 m
Entraxes	$2,5 \text{ à } 3\varnothing$	1,5 m
Nombre de pieux	Sera vérifier par les calculs	

d. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai Préssiométrique

Les calculs de la résistance limite d'un pieu isolé soumis à une charge verticale est de calculer la valeur de la résistance limite de pointe Q_{pu} dans la couche d'ancrage et les valeurs du frottement latéral limite Q_{fu} dans chacune des couches traversées par le pieu.

On peut définir la force portante ou la résistance limite d'un pieu Q_u comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre. On définit aussi la capacité portante Q_l d'un sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter. Au-delà de cette charge, le sol se rompt.

La charge limite Q_u supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : la résistance ultime mobilisée en pointe du pieu Q_{pu} et la résistance ultime mobilisée le long du fût du pieu Q_{su} .

Soit Q_u la charge limite, ou capacité portante du pieu :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Sont exposées, en **Annexe 2 page 73**, les formules employées pour la détermination de la capacité portante, la charge critique de fluage, la charge admissible, et la contrainte limite du béton en compression. Les corrélations qui sont proposées entre capacités portantes des pieux.

Les résultats d'essais in situ sont donc fonction de :

- La nature du sol de fondation ;
- De la résistance du sol mesurée au pressiomètre, et dans une moindre mesure, au pénétromètre statique.

e. Vérification de la résistance aux états limites

La vérification nous permettra de voir si le sol est capable de supporter notre structure ou pas, et aussi de déterminer la profondeur d'ancrage. La combinaison fondamentale à ELU donne la charge la plus élevée, le cas le plus défavorable. Vu que la fissuration est préjudiciable, alors nous déterminons la charge admissible à l'ELS. Puis vérifier la résistance du sol aux états limites (**lorsque la charge admissible Q_{Gmax} est supérieure à la charge transmise par l'ouvrage Q_{cal} , la condition est vérifiée et la profondeur correspond à la hauteur d'ancrage**) selon les règles techniques de conception et des calculs de fondations des ouvrages de génie civil (fascicule 62 titre V).

Les résultats des calculs (nombre et hauteur de pieux) sont résumés dans le tableau 10 et tous les détails de ces calculs sont présentés dans l'**Annexe 2, page 76**.

Tableau 7 : Résultats des calculs de la descente de charge sur les fondations.

Résultats des calculs					
N Poteau	Nombres des Pieux par semelle de liaison	Hauteurs d'Encastrement (m)	N Poteau	Nombres des Pieux par semelle de liaison	Hauteurs d'Encastrement (m)
C15	3	9	C16	3	9
C14+27	4	9	C41+40	4	9
C13+26	4	9	C39	2	8
C12	3	9	C38	2	8
C25	2	9	C37	1	9
C11	3	9	C36	1	9
C24	2	9	C35	2	8
C10	3	9	C34	2	8
C23	2	9	C33	2	8
C9	3	9	C32	1	9
C22	2	9	C31+30	4	9
C8	3	9	C39	2	8
C20	2	9	C38	2	8
C7	3	9	C37	1	9
C6	3	9	C36	1	9
C19	2	9	C35	2	8
C5	2	9	C34	2	8
C18	2	9	C33	2	8
C4+17	4	9	C32	1	9
C3	3	9	C31+30	4	9
C2	3	9	C29	2	9
C1	4	8	C42	2	9

▪ **Interprétation des résultats**

En faisant varier le nombre des pieux par semelle de liaison, on aboutit à des résultats de la hauteur d'ancrage des différents pieux qui varient de 8 à 9 m de profondeur avec un diamètre de 60 cm.

▪ **Résultats de l'entreprise**

Les résultats des différents essais géotechniques qu'avaient exploités les ingénieurs de l'entreprise, on finit par aboutir à des pieux de 60 cm de diamètre, avec des hauteurs d'encrage qui évolue de 8 à 9 m de profondeur. Mais qui seront ancrés dans la couche dure qui se trouve à 11 m de profondeur dans le but d'éviter les phénomènes de tassement sous les pieux. .

IV. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT

1. Généralité

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement de talus raides ou verticaux.

Le terme 'mur de soutènement' désigne les ouvrages en maçonnerie, béton ou béton armé pour lesquels le soutènement est assuré par une paroi résistante encastrée sur une semelle de fondation.

2. Les types de murs de soutènement

Un mur de soutènement est un ouvrage construit en maçonnerie. Généralement, il est fabriqué avec des parpaings. Mais il peut également être composé d'acier, de béton armé, de briques, de pierres sèches ou de taille, de moellons, de bois ou encore de matière plastique. On en distingue plusieurs types dont on classe en deux grandes catégories :

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

a. 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.

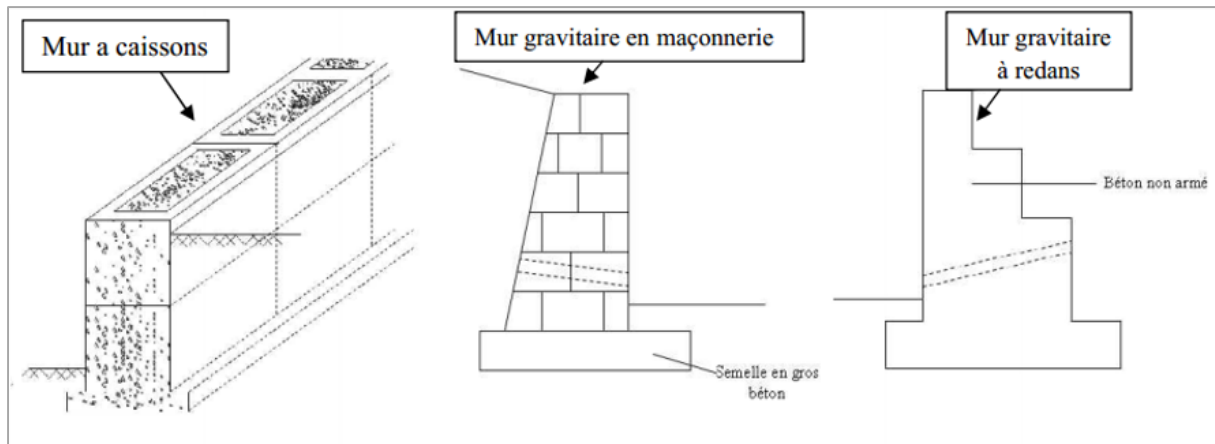


Figure 9 : Les différents types de murs gravitaires ou poids

b. Les Murs en Béton Armé

Les murs en béton armé également appelés murs cantilever peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façons multiples.

Ils 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.

On distingue deux principales catégories :

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

✚ Mur en «T renversé» classique

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé, dite encore cantilever du fait du voile encasté dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées.

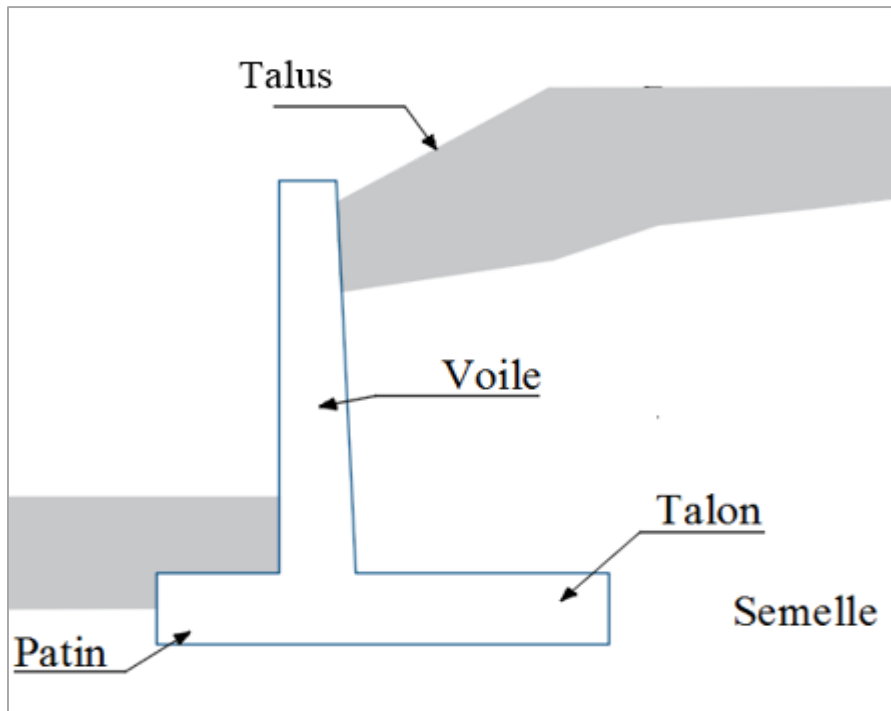


Figure 10 : Mur en (T renverse)

❖ Diverses dispositions de bêches

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

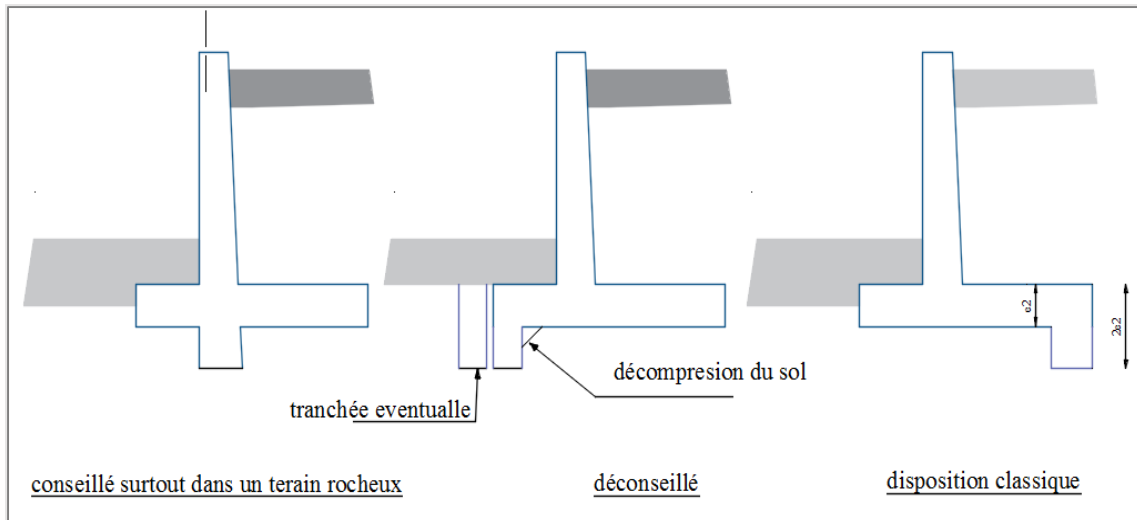


Figure 11 : Dispositions des baches

🚧 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.

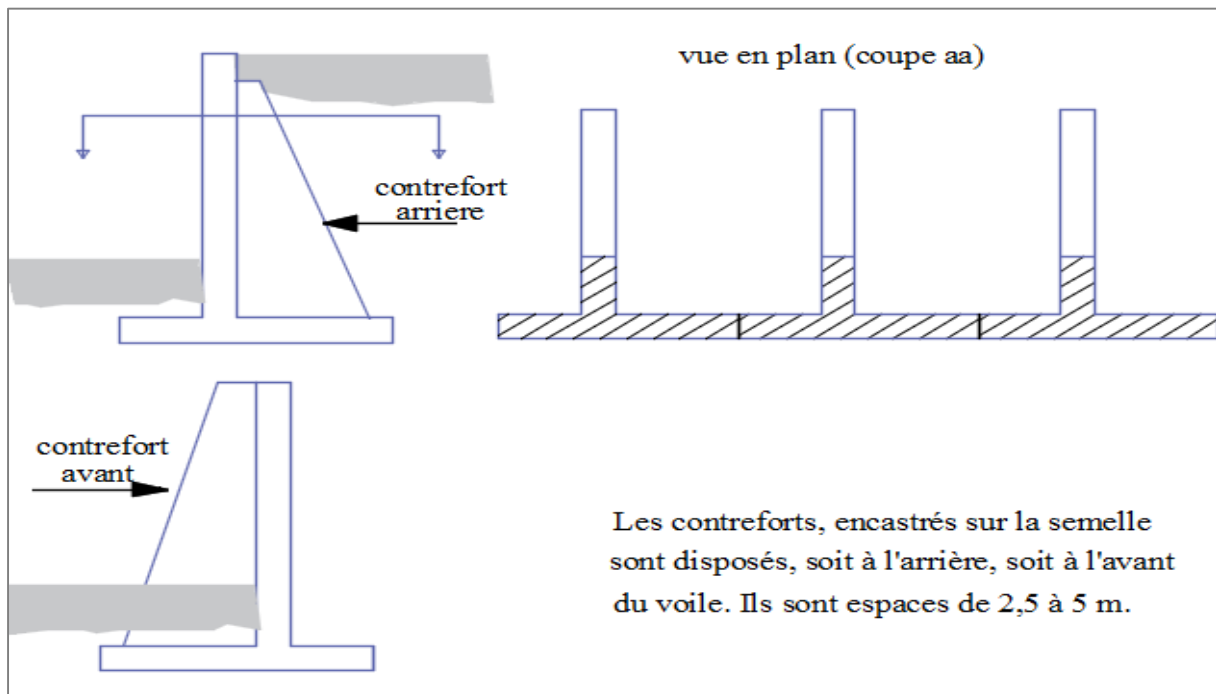


Figure 12 : Mur à contreforts

✚ 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.

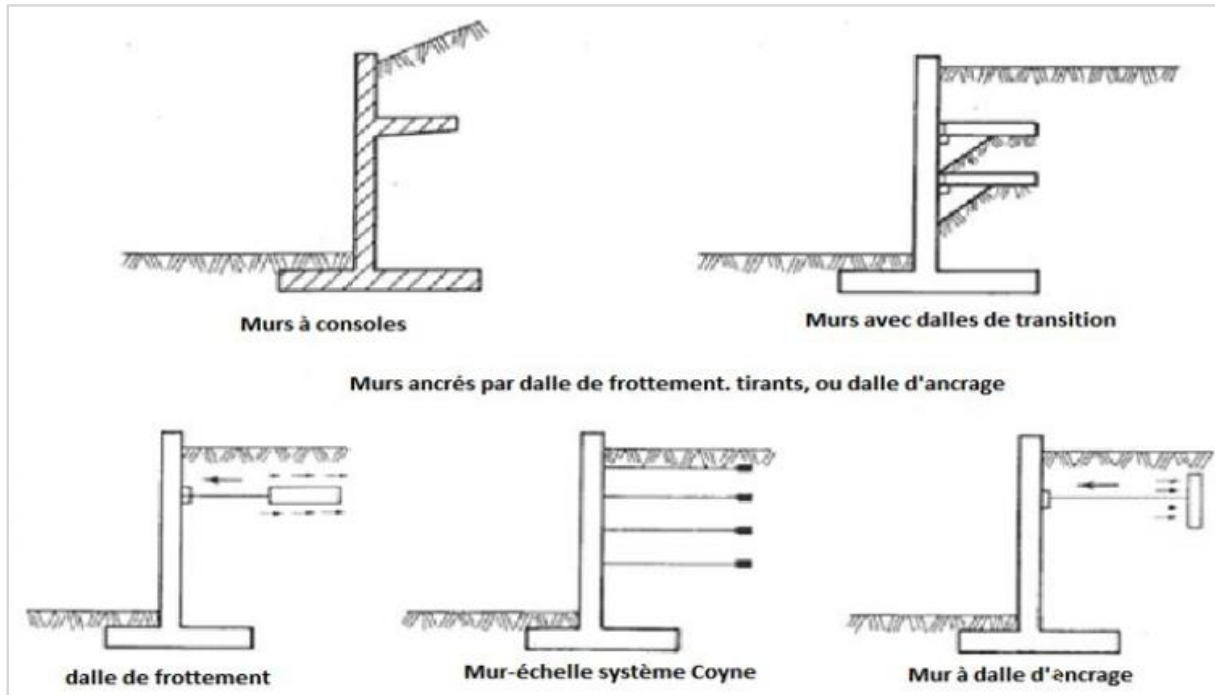


Figure 13 : Divers murs de soutènement en béton armé
(source : SETRA MUR 74)

3. Dimensionnement des murs

a. Pré dimensionnement

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.

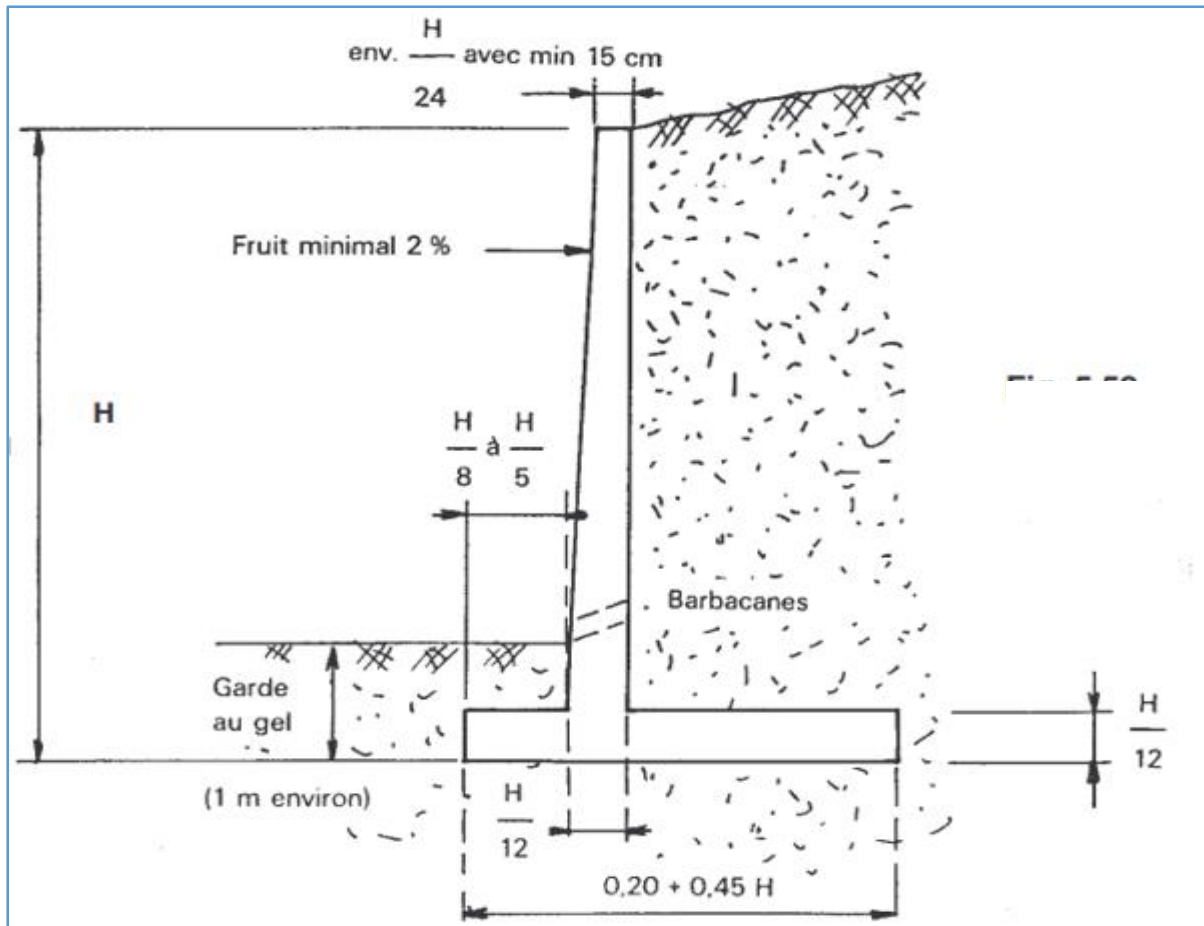


Figure 14 : Prédimensionnée d'un mur de soutènement (source : SETRA MUR 74).

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.

Voir les détails de calcul en **Annexe 3, page 90**.

Tableau 8 : recapitulatif des valeurs retenues.

pré - dimensionnement					
H(m)	e0(m)	e1(m)	e2(m)	b1(m)	B(m)
6	0,25	0,5	0,5	0,8	3,3
5	0,2	0,4	0,4	0,8	3,1
4	0,2	0,3	0,3	0,6	2,9

Remarque : on suppose que le frottement des murs est nul (l'angle d'inclinaison de la paroi du mur est égale à zéro).

4. Principe de vérification de la stabilité

a. La stabilité externe

Le principe de calcul pour la vérification des murs de soutènement commence par l'identification de toutes les forces extérieures agissant sur l'ouvrage, afin de procéder à un certain nombre de vérifications. La vérification est faite pour dire que : le mur est stable donc on peut construire cet ouvrage sans problèmes ; mais ça ne veut pas dire qu'il n'y ait pas des empêchements au niveau du chantier (on parle juste du côté calcul)

- La stabilité au renversement
- La stabilité au glissement
- La portance sur sol de fondation
- La stabilité vis-à-vis de grand glissement (équilibre de l'ensemble Mur + sol)

Un facteur de sécurité est calculé pour chacun de ces modes, et on retient le plus petit. S'il est très proche ou inférieur à 1, il est jugé insuffisant, et redimensionne le mur. Généralement le coefficient de sécurité est pris supérieur ou égal à 1,5. Le raisonnement se fait sur une tranche de 1 mètre linéaire.

✚ Stabilité vis-à-vis du renversement

La poussée totale sur le parement dû à la poussée des terres tend à faire basculer le mur par rotation du point A. le poids du mur et de la terre au-dessus du talon tend à s'opposer à cette rotation. Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation du mur (généralement l'arrête inférieure de l'aval de la fondation). On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisants.

La sécurité vis-à-vis du renversement s'écrit

$$\frac{\sum M \text{ stabilisants}}{\sum M \text{ renversants}} = F_s \geq 1,5$$

- M stabilisants sont les moments des forces W_R, W, P_{av} en multipliant les forces verticales par leurs bras de levier par rapport à O ;
- M renversants sont les moments des forces P_{ah} en multipliant les forces horizontales par leur bras de levier par rapport à O ;
- F_s Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement.

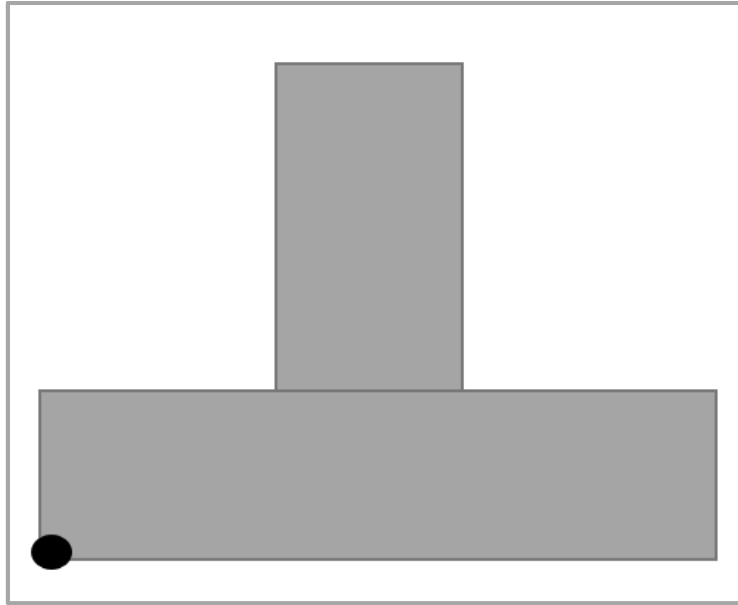


Figure 15 : Emplacement du point A sur le mur

✚ Stabilité au glissement

La composante horizontale de la poussée des terres P_{ah} tend à provoquer le glissement suivant la base de la semelle. Si on néglige la butte, la seule force s'opposant au glissement est la résistance au cisaillement mobilisable sous la base de la semelle.

La vérification de la stabilité du mur vis-à-vis du glissement consiste à comparer la composante T de la résultante R de toutes les actions dans le plan de la fondation, et la résistance que le terrain est capable d'opposer au glissement ($C.B + \sum F_V \tan \delta$)

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement F_s a pour expression :

$$F_s = \frac{CB + \sum F_v \tan \delta}{\sum F_h}$$

δ L'angle de frottement à l'interface sol et semelle ;

C la cohésion du sol en contact avec la base de la semelle ;

F_V $\sum F$ Vertical;

F_h $\sum F$ Horizontal;

F_s Coefficient de sécurité vis-à-vis de glissement.

✚ Stabilité du sol de fondation

L'action des différentes forces conduit à une résultante oblique R, le plus souvent excentrée. Il s'agit donc ici d'un calcul classique de fondation superficielle de semelle filante soumise à une charge excentrée.

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

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

$$M_0 = \sum [M(\text{stabilisant}) - M(\text{renversant})]$$

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

$$d = \frac{M_0}{\sum F_v}$$

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

$$e = \frac{B}{2} - d$$

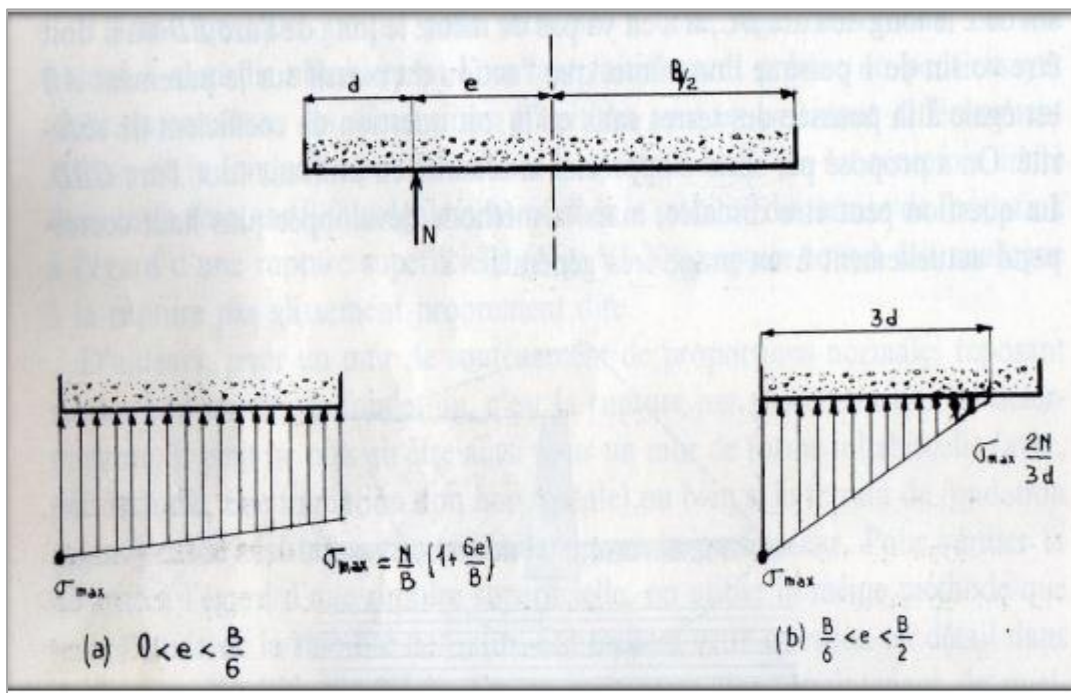


Figure 16 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation
(source : Projet de fin d'étude Tedjini sarra)

✚ Vérification de la stabilité d'ensemble

Cette vérification concerne la stabilité de l'ensemble (Mur + Sol) long d'une surface de rupture potentielle.

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

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

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

Voir les détails des calculs **Annexe 3, page 106**

Tableau 9 : Représente des résultats de la vérification à la stabilité.

MUR	Remblai	Vérification de Stabilité			
Hauteur	Angle de frottement	au glissement > 1.5	au renversement > 1.5	au poinçonnement <150 KN	Condition de stabilité
6	25	1,58	3,05	130	vérifier
5	25	1,6	1,55	135	vérifier
4	25	1,9	1,95	131,7	vérifier

✚ Déterminations de la capacité portante

La Détermination de la capacité portante du sol de fondation à partir de la cohésion C et de l'angle de frottement ϕ (méthodes de la théorie de plasticité) résulte des résultats des essais de laboratoire.

❖ Principe de superposition de Terzaghi

Hypothèses de calcul :

- Le sol est un matériau rigide plastique de caractéristiques γ , C et ϕ ;
- Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- Charge verticale excentrée < Q > (par mètre linéaire) ;
- La contrainte limite < σ_1 > obtenue est la contrainte moyenne uniformément répartie sous la semelle.

NB : Vu que le test a été effectué sur tous les niveaux, On prendra l'exemple SPT2 (BH2) avec une cohésion C=30 kN/m² et de l'angle de frottement $\phi = 32^0$.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe 3, page 91**.

Tableau 10 : Récapitulatifs des calculs pour l'essai BH4

Sondage	profondeur initiale (m)	profondeur finale (m)	épaisseur des couches	dry density γ_h	Angle PHI(°)	C _u	N _q	N _c	N _γ	q	s_γ	s_q	s_c	pl. (kN/m ²)	décent de charge sur la fondation kN/	
BH4	0	0,6	0,6	1,44	32	0,03	23,1	35,3	27,6	12,6	0,95	1,09	1,09	382,70	438,23	non vérifiée
	0,6	2,2	1,6	2,11	27,7	0,04	14,2	25,1	13,8	33,6	0,95	1,09	1,09	574,43	438,23	vérifiée
	2,2	4,5	2,3	1,45	26,13	0,03	12	22,4	10,8	48,3	0,95	1,14	1,14	708,47	438,23	vérifiée
	4,5	6	1,5	1,177	37,43	0,06	45,1	57,7	67,5	31,5	0,95	0,96	0,96	1477,30	438,23	vérifiée
	6	11	5	2,1	36,71	0,04	41,1	53,8	59,8	105	0,95	0,86	0,86	4142,75	438,23	vérifiée

NB : le sondage SPT a été réalisé sur une profondeur de 6 m, mais les résultats nous montrent qu'à 1,6 m de profondeur, la portance du sol au droit du mur est vérifiée.

Vérification de la portance du sol a l'Elu

$$V_d - R_0 \leq R_{Vd}$$

$$B = 3,3\text{m} ; F_v = 349,31 \text{ kN} ; e = 1,31\text{m} ; \quad (\text{Voir détails de calcul en Annexe 3, page 104})$$

$$B' = B - 2e ; B' = 0,7\text{m}$$

- $R_0 = A' q_0'$

$$q_0' = \gamma D_f = 17 \times 1,5 = 27 \text{ kN/m}^2$$

$$R_0 = 0,7 \times 17 \times 27$$

$$R_0 = 321,2 \text{ kN}$$

- $q_{\text{net}} = q_l - q_0$ avec $q_l = 574,43 \text{ kN/m}^2$ (voir tableau 5 page 101)

$$q_{\text{net}} = 574,43 - 27$$

$$q_{\text{net}} = 547,43 \text{ kN/m}^2$$

- $R_{v,k} = \frac{q_{\text{net}} \times A'}{\gamma_{Rd}}$

$$R_{v,k} = \frac{547,43 \times 0,7 \times 17}{2}$$

$$R_{v,k} = 3257,2 \text{ kN}$$

- $V_d = 1,35 \times F_v$

$$V_d = 471,7 \text{ kN}$$

$$471,7 - 321,2 \leq \frac{3257,2}{1,4}$$

$$150,5 \text{ kN} \leq 2326,5 \text{ kN} \quad \text{Ce qui Vérifie la portance.}$$

Calcul de tassement au droit du mur

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V. Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telle que les radiers et les

remblais. Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B.
Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$s(10 \text{ ans}) = sc + sd$$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%.

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

Avec :

$$sc = \frac{(q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha}{9 E_c} \quad \text{Le tassement volumique}$$

$$sd = \frac{(q - \sigma_v) B_0 \left(\frac{\lambda_d B}{b_0} \right) \alpha}{9 E_d} \quad \text{Le tassement déviatorique}$$

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_c ; λ_d : coefficients de formes ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;

B : Largeur de la fondation ;

B_0 : Une dimension de référence égale à 0.60m ;

E_c : Modules Préssiométrique équivalents dans la zone volumique ;

E_d : Modules Préssiométriques équivalents dans la zone déviatorique ;

λ_c ; λ_d coefficients de formes, on se réfère au tableau 6 ci-dessous.

Tableau 11 : Coefficients de forme λ_c et λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

(Source : Fascicule 62 Titre 5, Page 141)

$$\frac{L}{B} = \frac{17}{3,3} = 5,15$$

$$\lambda_c = 1,4 + (1,5 - 1,4) + \frac{5,15 - 5}{20 - 5}$$

$$\lambda_c = 1,51$$

$$\lambda_d = 2,14 + (2,65 - 2,14) + \frac{5,15 - 5}{20 - 5}$$

$$\lambda_d = 2,66$$

- α : coefficient rhéologique

Le sol est supposé sur consolidé, le rapport $\frac{E}{p_1} = \frac{8,27}{1,01} = 8,18$ Inférieur à toutes les valeurs de

α donc d'après le tableau ci-dessous $\alpha = \frac{2}{3}$ Roche très peu fracturée.

Tableau 12 : Coefficient rhéologique α .

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
		E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α		
surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

(Source : Fascicule 62 Titre 5, Page 141)

- Calcul de E_c et E_d

$$B=3,3 \text{ m et } B_0 = 0,7 \text{ m}$$

Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$.

Le calcul des modules E_c et E_d se fait de la manière suivante : E_c est pris égale au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation : $E_c = E_1$

E_d est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \times E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \times E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \times E_{9,16}}$$

Où $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur i à la profondeur j .

$B/2$ à la profondeur j $B/2$ (voir détaille de calcul en Annexe 3 page 101)

$$\bullet S_c = \frac{(138,26-27) \times 1,51 \times 3,3 \times \frac{2}{3}}{9 \times 8270}$$

$$S_c = 0,00496 \text{ m}$$

$$\bullet S_d = \frac{(138,26-27) \times 0,7 \left(\frac{2,66 \times 3,3}{0,7} \right)^{2/3}}{9 \times 13580}$$

$$S_d = 0,00786 \text{ m}$$

$$S_f = 7,86 \text{ mm}$$

Analyse des tassements

Une fois que l'on a déterminé le tassement en un ou plusieurs points d'une fondation, ou que l'on a déterminé un tassement moyen, la question suivante est évidemment de savoir si ces tassements sont admissibles pour la structure portée. Tout ingénieur de sols ou de structures sait bien qu'il s'agit d'un problème extrêmement complexe pour des raisons aussi multiples que variées touchant tant au sol qu'à la fondation et à la structure, et pour lequel il n'y a pas de solution générale, ni d'origine théorique, ni d'origine empirique.

Les observations de tassements (S) pour les grands ouvrages proposent les limites suivantes :

- Si $s < 50$ mm, alors tassement admissible ou acceptable ;
- Si $50 \leq s \leq 100$ mm, alors tassement dommageable, mais admissible ;
- Si $s > 100$ mm, alors tassement inadmissible.

Ces considérations nous permettent de déduire que le tassement est acceptable.

b. Justification de la stabilité interne du mur

La résistance structurelle d'un mur doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé. Elle est assurée avec une sécurité adéquate par la vérification d'une résistance suffisante du matériau constitutif du mur sous les effets des actions (effort tranchant maximal, moment fléchissant maximal, effort normal) qui lui sont appliquées

- Hypothèse de calcul.
- FP : Fissuration préjudiciable
- FeE500

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

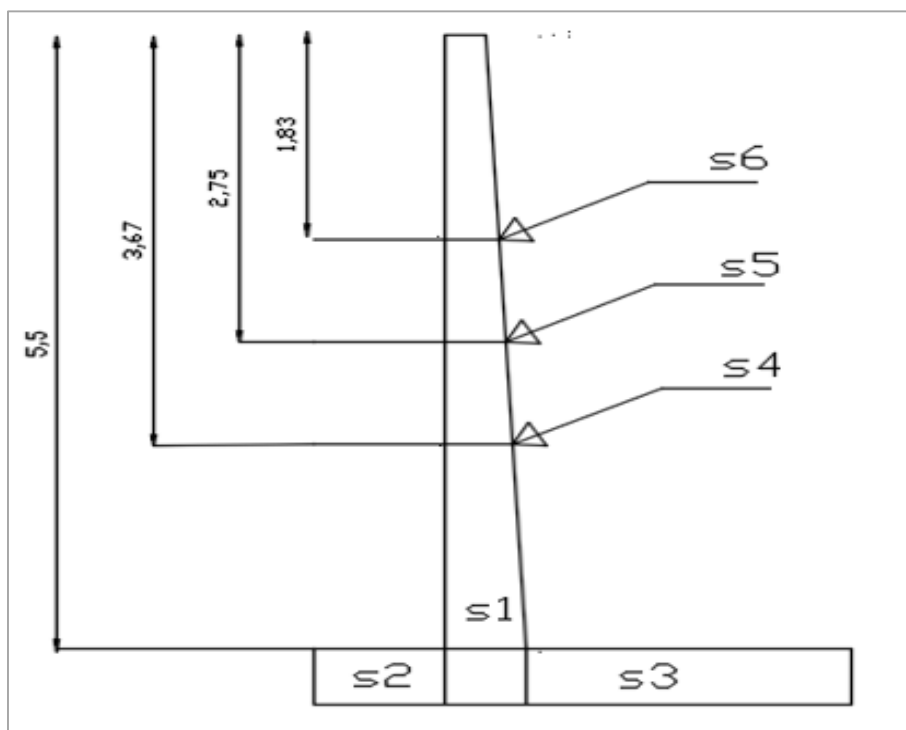
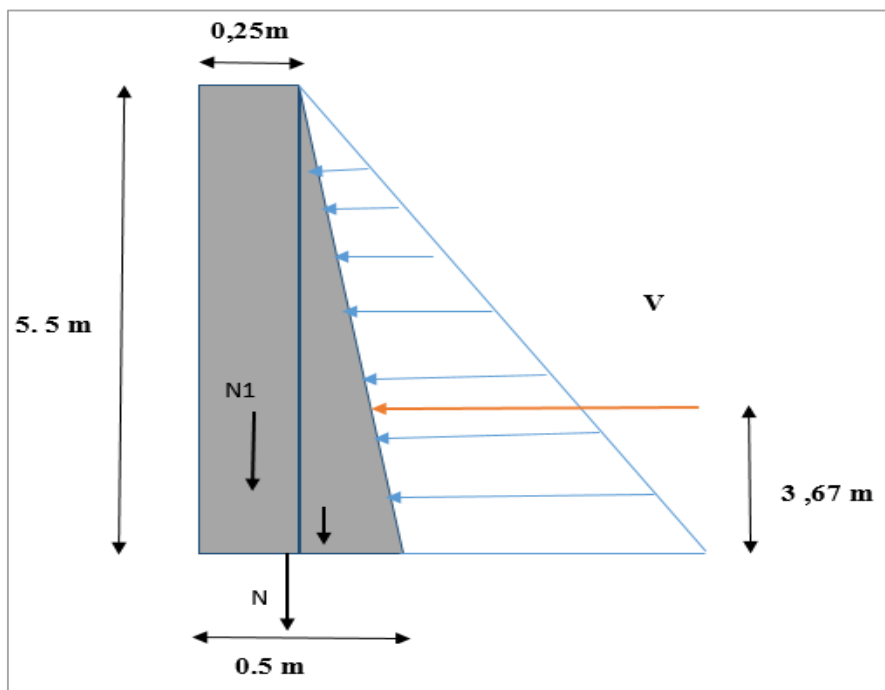


Figure 17 : Sections de calcul

➤ **Détermination des armatures**

✚ **Calcul du voile**



Voir les détails des calculs de l'effort normal, la poussée des terres ainsi que leurs moments, l'excentricité e et les sections des armatures en **Annexe 3, page 108**.

Tableau 13 : Récapitulatif des résultats de calcul des voiles

section	Tronçon 1 = Tronçon 2				Tronçon 3				Tronçon 4			
	S1	S4	S5	S6	S1	S4	S5	S6	S1	S4	S5	S6
N (kN/ml)	51,56	30,7	21,66	13,27	34,5	21,8	15,2	9,0	23,1	17,8	12,2	7,2
pousse des terres v (kN/ml)	111,62	49,7	27,91	12,36	78,0	34,7	19,5	8,3	50,5	23,0	12,6	5,3
pousse des terres MGv (kN.m)	204,64	60,8	25,58	7,54	119,7	35,5	14,9	4,1	62,3	19,2	7,7	2,1

charge Vq (kN/ml)	33,83	22,5	16,91	11,25	28,2	18,8	14,1	9,2	22,7	15,3	11,8	7,3
Moment MGvq (kN.m)	93,02	41,4	23,25	10,30	65,0	28,9 8	16,2	6,9	42,1	19,2	10,5	4,4
MGV+MG vq (kN.m)	297,66	102, 2	48,83	17,84	184, 7	64,5	31,2	11, 0	104, 4	38,4 4	18,3	6,5 5
excentricité e	5,77	3,3	2,26	1,34	5,3	2,9	2,05	1,2	4,5	2,1	1,4	0,9
face terre AV (cm2)	31,37	12,8	6,77	2,85	24,3	9,2	4,9	2,0	18,3	5,4	2,9	1,2
face terre (AH) Cm2	5,00	4,2	3,80	3,30	4,0	3,7	3,3	2,8	3,0	3,7	3,3	2,8 0
Face avant AV (cm2)	5,00	4,2	3,80	3,30	4,0	3,7	3,3	2,8	3,0	3,0	3,0	2,8
Face avant armature de peau AH (cm2)	3,75	3,1	2,85	2,48	3,0	2,7	2,4	2,1	2,2	2,8	2,4	2,1

Tableau 14 : récapitulatif des armatures des voiles

choix d'armature												
Tronçon	1 = 2				3				4			
section	S1	S4	S5	S6	S1	S4	S5	S6	S1	S4	S5	S6
face terre AV (cm2)	10HA 20	10HA 14	10HA 10	10H A8	8HA 20	8HA 12	8HA 10	8HA 8	8HA 20	8HA 10	8HA 8	8HA 8
face terre (acier de répartition AH) Cm2	5HA1 2	4HA1 2	5HA1 0	5HA 10	5HA 12	4HA 12	5HA 10	5HA 10	5HA 12	4HA 12	5HA 10	5HA 10
Face avant armature de peau AV (cm2)	5HA1 2	4HA1 2	5HA1 0	5HA 10	5HA 12	4HA 12	5HA 10	5HA 10	5HA 12	4HA 12	5HA 10	5HA 10
Face avant armature de peau AH (cm2)	5HA1 0	5HA1 0	5HA1 0	5HA 10	5HA 10	5HA 10	5HA 10	5HA 10	5HA 10	5HA 10	5HA 10	5HA 10

✚ Calcul de la Semelle

Les résultats de la semelle sont résumés dans le tableau suivant et voir les détails des calculs en **Annexe 3 page 113.**

Tableau 15 : récapitulatif des armatures des semelles

choix d'armature						
Tronçon	1 = 2		3		4	
section	S2	S3	S2	S3	S2	S3
Armature principal	5HA14	3HA12	5HA12	3HA10	5HA14	3HA10
Armature de répartition	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12

➤ **Interprétation des résultats**

Après les calculs on remarque que les conditions de stabilité sont vérifiées. Même avec les dimensions qui sont importantes, ces résultats ne peuvent pas être optés comme des résultats finaux ce qui nous oblige à aller vers l'utilisation d'un logiciel de calcul statique qui prend plusieurs paramètres.

Voir la modélisation sur le logiciel CYPE en **Annexe 4, pages 119**

V. METHODOLOGIES D'EXECUTIONS ET ESTIMATION DU COUT DES TRAVAUX

1. Méthodologie d'exécution des travaux

La méthodologie d'exécution de mise en œuvre présente les tâches à réaliser.

L'exécution des pieux passe par les étapes suivantes : Après implantation et piquetage des emplacements des pieux selon les plans approuvés et amenée des matériels de forage, il est à noter que de toutes les opérations qui président à l'exécution d'un pieu par excavation du sol est le forage. Parce que c'est la première et que c'est celle dont les conditions dépendent du plus grand nombre de paramètres souvent imprécis. Le forage doit faire l'objet d'une attention toute particulière.

Dans le cas de ce projet, il s'agit de pieux forés simples à l'aide d'une tarière creuse pouvant creuser jusqu'à 20 m. Après le forage, se fait la descente de la cage d'armature et le bétonnage à l'aide d'un tube plongeur.



Figur 17 : Forage



Figure 18 ; Mise de la cage d'armature



Figure 19 : Bétonnage du pieu



Figure 20 : Figure 19Recépage de pieu



Figure 22 : Pose du ferrailage de la semelle



Figure 23: Coffrage de la semelle

Quant à l'exécution des murs de soutènement, l'exécution commence par la réalisation de la fouille de la semelle à l'aide des engins. Vient ensuite l'exécution du béton de propriété au fond de la fouille. L'ensemble du mur est donc ferrillé, coffré et bétonné tout en respectant les dimensions.

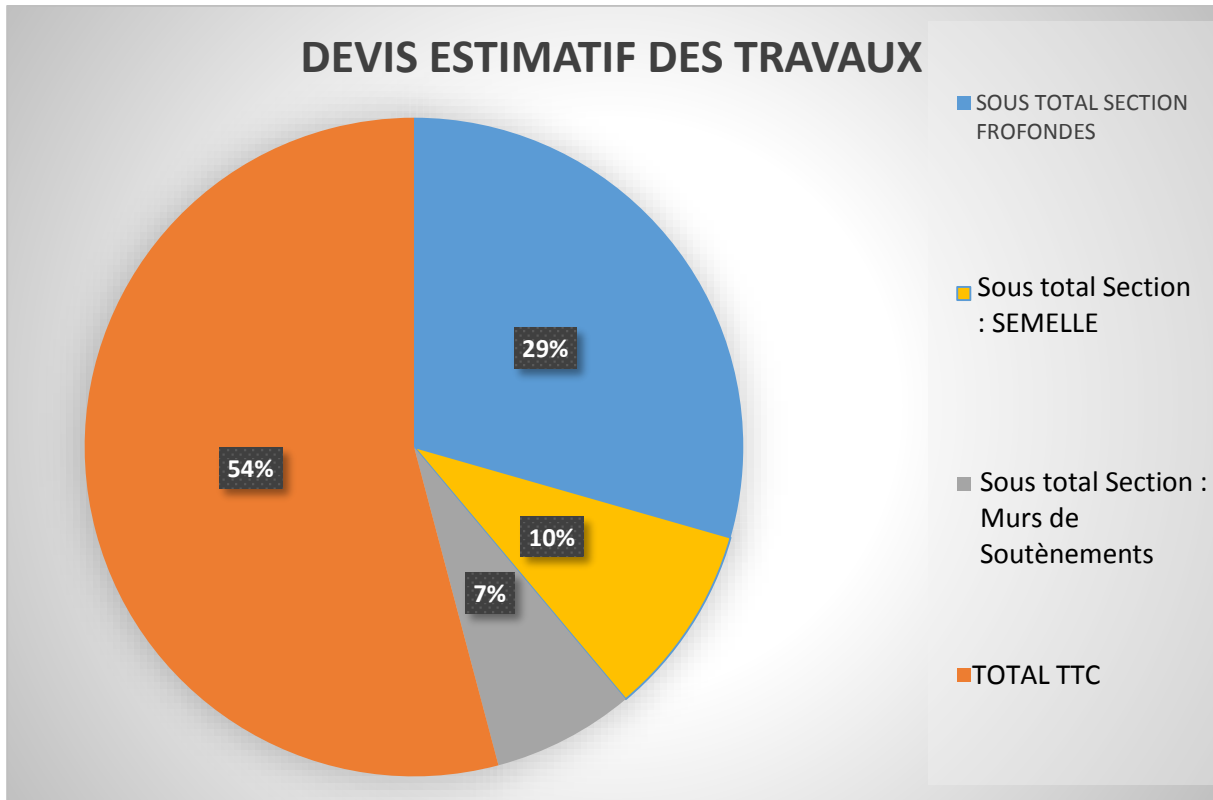
Les conditions de sécurité du chantier seront assurées en appliquant des règles à suivre imposées sur tout le projet. La manipulation des engins, non obéis aux règles est interdite. L'entrée est réservée au personnel.

2. Estimation du Cout des Travaux

Cette étude a pour but d'évaluer financièrement le coût des pieux, semelle de liaison et Murs de soutènement. Nous présentons dans un graphe les répartitions du coût en pourcentage

Tableau 16: Estimation des couts des travaux (Pieux, Semelle et Mur)

Désignation des travaux	Unités	Quantité	Prix unitaire.	Montant Total
FONDATION PROFONDES				
Forage des pieux de diamètre 600 mm	ml	58	55500	3219000
Bétonnage des pieux	m ³	721,1952	235086	169542894,8
Ferraillage des pieux	Kg	12,5808496	410000	5158148,336
Sous total Section : FONDATION PROFONDES				177920043,1
SEMELLE				
Béton de propriété C150 dosé à 150 kg de ciment	m ³	2,7648	157159	434513,2032
Béton de semelle dosé à 350 kg/m ³	m ³	211,42	235086	49701882,12
Ferraillage des semelles	Kg	15,77536	410000	6467897,6
Coffrage des semelles	U	15	35000	525000
Sous total Section : SEMELLE				57 129 293
Murs de soutènements				
Excavation des fouilles	U	1	500000	500 000
Béton de propriété C150 dosé à 150 kg de ciment	m ³	1,386	157159	217 822
Béton de semelle dosé à 350 kg/m ³		155,925	235086	36 655 785
Ferraillage des semelles		10,8652792	410000	4 454 764
Coffrage des semelles		10	40000	400 000
Sous total Section : Murs de soutènements				42 228 371
	TOTAL HTVA			277 277 707
	TVA A 18%			49 909 987
	TOTAL TTC			327 187 695
ARRETE LE PRESENT DEVIS A LA SOMME DE : 327 187 695 Francs CFA Toutes taxes comprises				



CONCLUSION

Les différentes études menées dans le cadre du présent mémoire de fin d'étude avaient deux objectifs à savoir l'étude des fondations profondes et celui des murs de soutènement.

En ce qui concerne les fondations, nous avons commencé par décrire quelques notions générales sur les fondations et plus précisément les fondations profondes ensuite nous avons présenté les différents essais de sondage réalisés sur le projet. Puis les différents choix et calcul de justification.

Au terme de cette étude, nous avons obtenu différentes formes de semelles de liaisons, à savoir rectangulaire et triangulaire. Quant au nombre des pieux sur semelle de liaison, tous dépendent de la charge qui leur sont transmises. Sur les semelles triangulaires, nous avons retenu 3 pieux disposés triangulairement et quant aux semelles rectangulaires, nous avons retenu un, deux et quatre pieux selon la charge transmise. La hauteur d'ancrage obtenue varie entre 8 à 9 m de profondeur. Le ferrailage des pieux sera fait sur toute la hauteur. On obtient les armatures suivants : armatures longitudinales de type 8 HA20 et des armatures transversales HA10.

Aussi, vu l'importance que revêtent les fondations sur pieux sur les ouvrages de grande envergure, une attention particulière doit être accordée à leur dimensionnement et leur mise en œuvre.

Le mur de soutènement : Dans cette partie, nous avons commencé en premier lieu par décrire quelques notions générales sur les murs de soutènement. Puis en second lieu, nous avons présenté notre cas d'étude qui est la réalisation du mur pour pouvoir soutenir le remblai de la salle présidentielle afin de définir toutes les données nécessaires pour justifier la nécessité d'implanter le mur dans cette zone. Et enfin présenter les calculs de justification de la stabilité suivis d'une vérification statique par un calcul manuel qui a donné des coefficients de sécurité abordables. Un calcul à l'aide du logiciel (CYPE) nous a donné des valeurs des coefficients acceptables suites à la modification.

Dans le calcul manuel, plusieurs paramètres ne sont pas pris en considération donc le risque de la sous-estimation des coefficients est mis en jeu. En utilisant le logiciel CYPE avec le tronçon 1, la justification de stabilité externe (à savoir le glissement, le renversement et le poinçonnement). Mais quant à la vérification de la stabilité interne, on obtient des ferrailages un peu plus supérieurs que pour le calcul manuel. Ça se justifie par la prise en compte de plusieurs paramètres lors de la vérification, mais qui ne veut pas dire que les calculs manuels sont faux.

À cet effet, une phase importante pour la réussite d'un projet de fondation et des murs de soutènement est le choix adéquat d'une méthode de dimensionnement. Ceci dépend de plusieurs aspects à savoir principalement, l'aspect technique, l'aspect coût, et temps d'exécution.

BIBLIOGRAPHIE

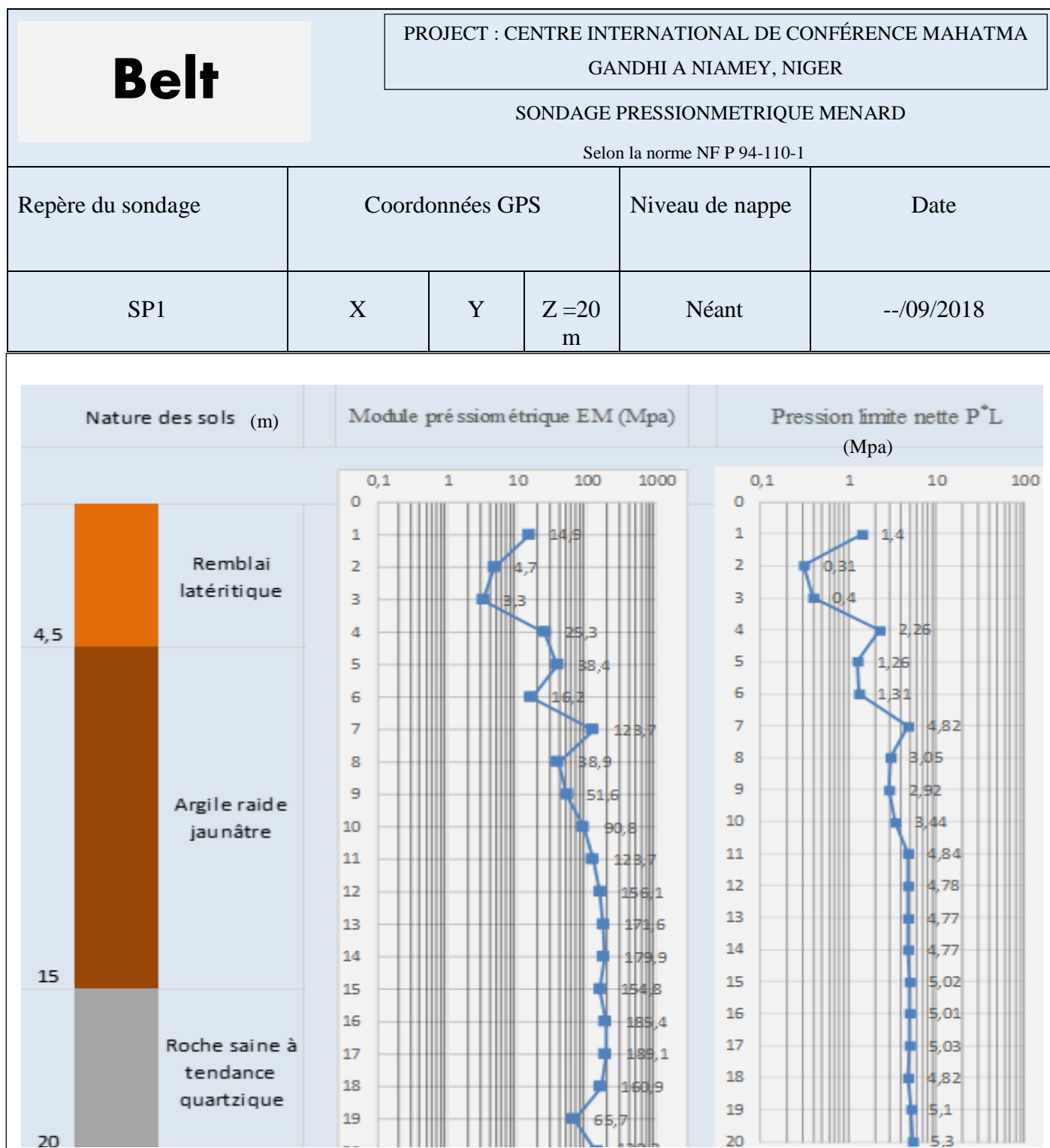
- Roger LACROIX : Calcul Pratique des Ossatures des bâtiments en Béton Armé, 4^e Édition revue et corrigée (1983), Professeur de Béton Armé et Béton Précontraint à l'école Nationale des Ponts et Chaussées
- Ministère de l'équipement, des transports et du logement (juillet 1997), FOND72, Fascicule n° 4 : conception et choix du type de fondation.
- Ministère de l'équipement, des transports (1993), Fascicule n°62 Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
- SETRA MUR 73 : Ouvrages de soutènement Ministère de l'Équipement et du Logement, Direction des routes et de la circulation routière, 1973.
- Roger FRANK, Édition Techniques de l'Ingénieur (2003) : Calcul des fondations profondes Pages 34 – 35 ;
- Les essais in situ en Mécanique des sols par Maurice CASSAN (1966)
- Pr Adama MESSAN : cours Béton Armé 3 (2013), Institut internationale de l'eau et de l'environnement
- BOUROKBA MRABENT Souad Amel : Cours (2016), calcul pratique des fondations Université des Sciences et de la Technologie d'Oran
- MARIE Thérèse Marame MBENGUE. Notes de Cours des fondations profonde et superficielle (2016). Institut international de l'eau et de l'environnement
- Moumouni IBRAHIM Moumouni, Projet de fin d'études : choix et dimensionnement de fondations : Cas de l'échangeur Mali Béro de Niamey (2012-2013) ; Page 34-39
- Tedjini sarra , Projet de fin d'études : Conception et vérification d'un mur de soutènement type cantilever par la méthode de chargement progressive (pushover)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1: RESULTATS DES ESSAIS	59
ANNEXE 2:EXECUTION DES FONDATIONS	64
ANNEXE 3:CALCUL DE MUR DE SOUTÈNEMENT	92
ANNEXE 4: CALCUL PAR LE LOGICIEL CYPE	119
ANNEXE 5: LES PLANS.....	125

ANNEXE 1: RESULTATS DES ESSAIS

❖ PRESSIOMETRIQUES

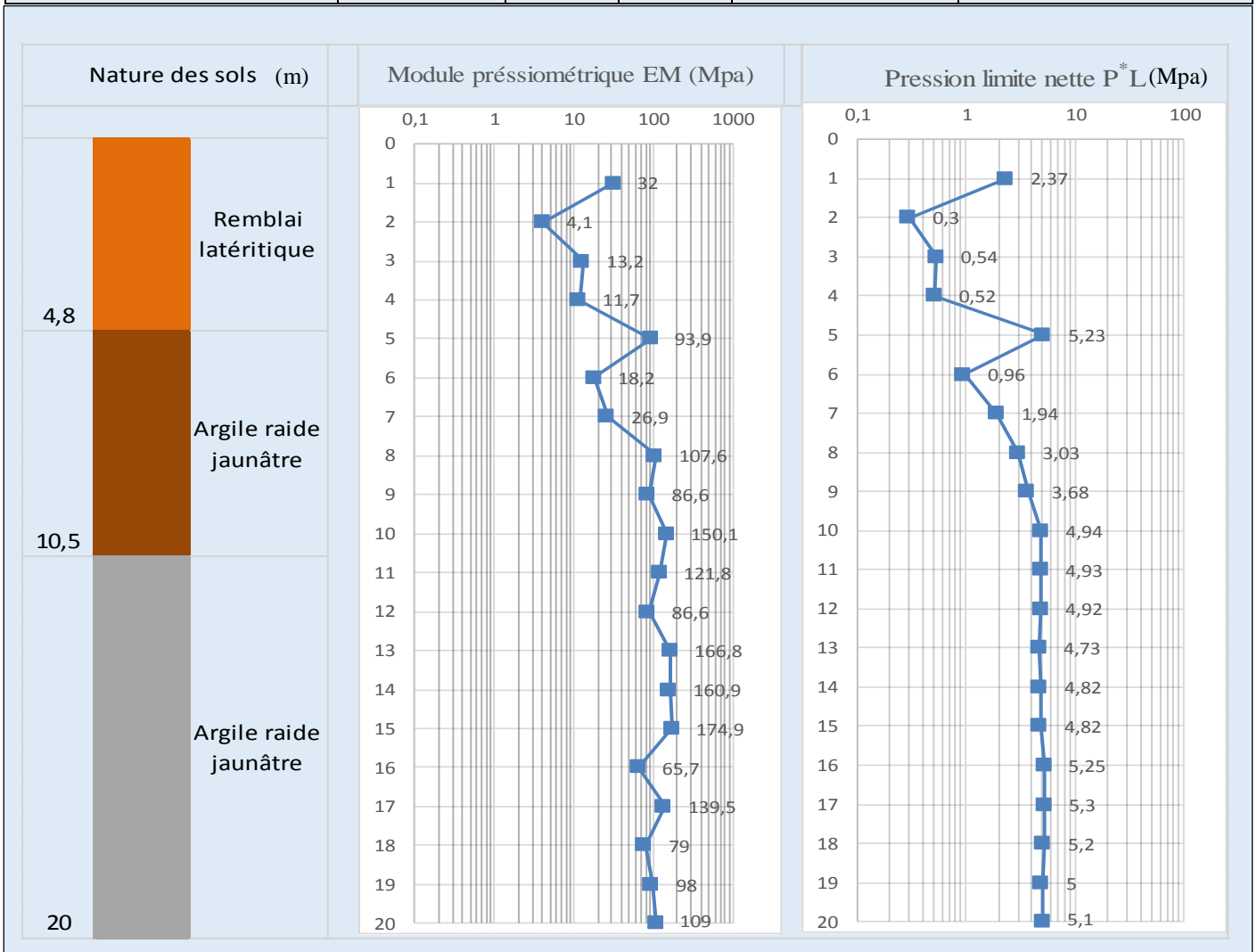


Belt

PROJECT : CENTRE INTERNATIONAL DE CONFÉRENCE
MAHATMA GANDHI A NIAMEY, NIGER
SONDAGE PRESSIONMETRIQUE MENARD

Selon la norme NF P 94-110-1

Repère du sondage	Coordonnées GPS			Niveau de nappe	Date
SP2	X	Y	Z = 20 m	Néant	--/09/2018

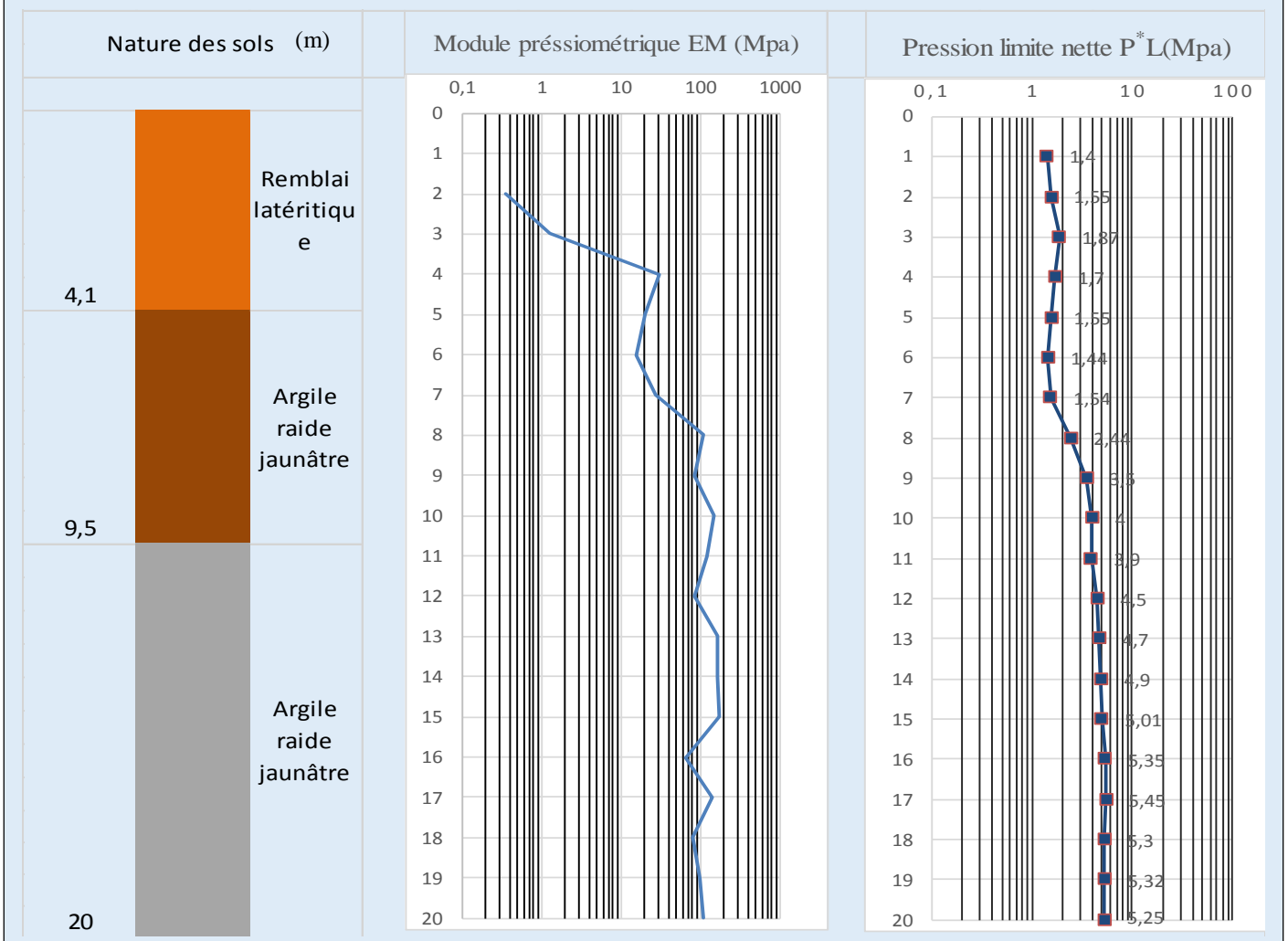


Belt

PROJECT : CENTRE INTERNATIONAL DE CONFÉRENCE
 MAHATMA GANDHI A NIAMEY, NIGER
 SONDAGE PRESSIONMETRIQUE MENARD

Selon la norme NF P 94-110-1

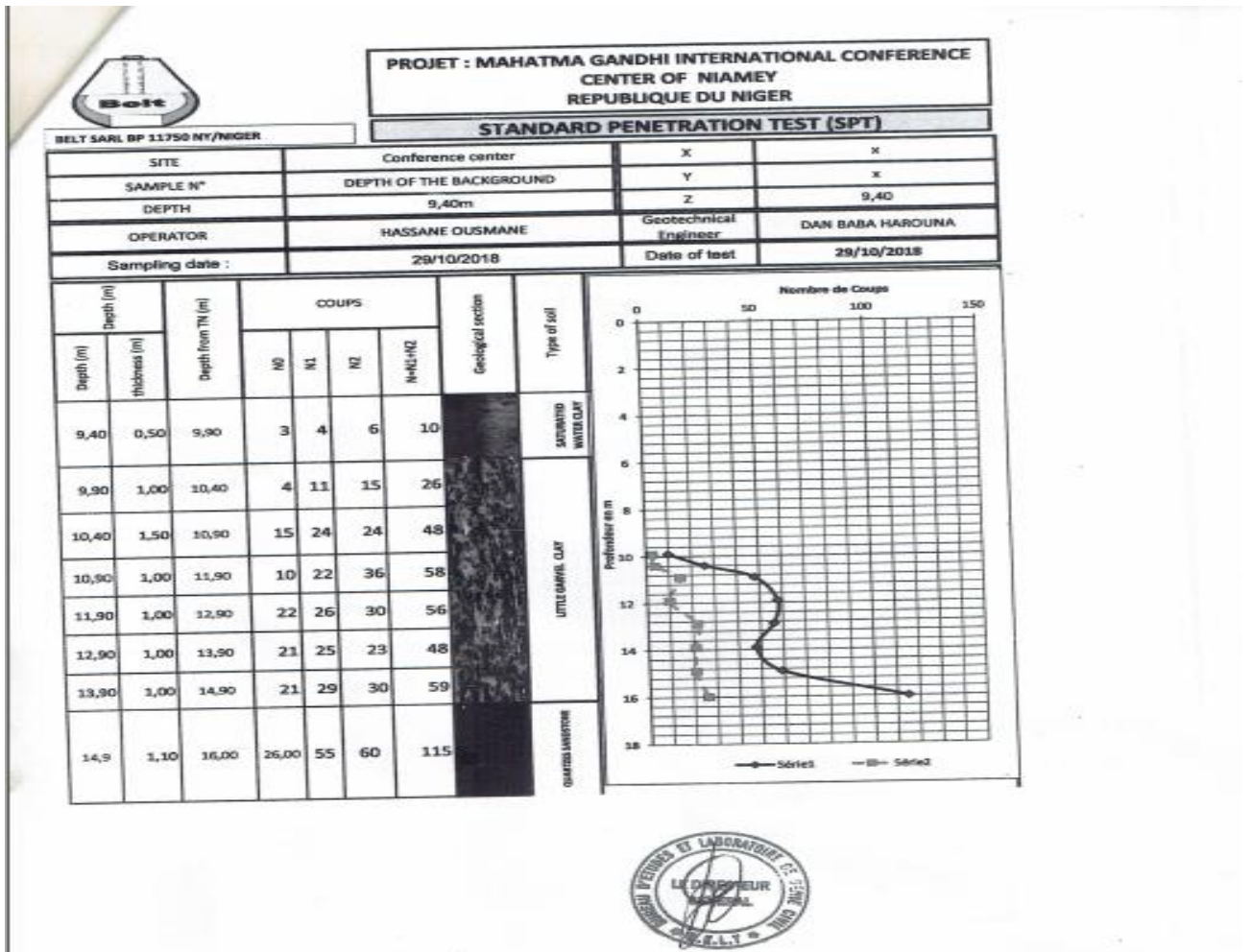
Repère du sondage	Coordonnées GPS			Niveau de nappe	Date
SP3	X	Y	Z =20 m	Néant	--/09/2018



➤ Récapitulatifs des résultats préssiométriques

essai 1			essai 2			essai 3		
Z (m)	Em (Mpa)	PI (Mpa)	Z (m)	Em (Mpa)	PI (Mpa)	Z (m)	Em (Mpa)	PI (Mpa)
1	14,9	1,4	1	32	2,37	1	0	1,4
2	4,7	0,31	2	4,1	0,3	2	0,35	1,55
3	3,3	0,4	3	13,2	0,54	3	1,29	1,87
4	25,3	2,26	4	11,7	0,52	4	3,08	1,7
5	38,4	1,26	5	93,9	5,23	5	4,71	1,55
6	16,2	1,31	6	18,2	0,96	6	6,21	1,44
7	123,7	4,82	7	26,9	1,94	7	7,71	1,54
8	38,9	3,05	8	107,6	3,03	8	9,21	2,44
9	51,6	2,92	9	86,6	3,68	9	10,71	3,5
10	90,8	3,44	10	150,1	4,94	10	12,21	4
11	123,7	4,84	11	121,8	4,93	11	13,71	3,9
12	156,1	4,78	12	86,6	4,92	12	15,21	4,5
13	171,6	4,77	13	166,8	4,73	13	16,71	4,7
14	179,9	4,77	14	160,9	4,82	14	18,21	4,9
15	154,8	5,02	15	174,9	4,82	15	19,71	5,01
16	185,4	5,01	16	65,7	5,25	16	21,21	5,35
17	189,1	5,03	17	139,5	5,3	17	22,71	5,45
18	160,9	4,82	18	79	5,2	18	24,21	5,3
19	65,7	5,1	19	98	5	19	25,71	5,32
20	139,2	5,3	20	109	5,1	20	27,21	5,25

❖ PENETROMETRIQUE STP



❖ Plan architecturale du projet



Figure 1 : Plan architecturale du projet

ANNEXE 2:EXECUTION DES FONDATIONS

I. LES FONDATIONS PROFONDES (SUR PIEUX)

1. Descente de charge

Le calcul d'un ouvrage a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Pour le dimensionnement des fondations, on considère que les pieux ne reprennent que les efforts verticaux.

Le présent travail sera axé sur la descente de charges en vue d'avoir une idée globale sur les différentes charges arrivant sur nos pieux, c'est-à-dire les charges permanentes et les charges d'exploitations.

2. Évaluation des actions permanentes et variables

Les actions sont généralement de deux (2) sortes, les actions permanentes et les actions variables, cette partie sera donc consacrée à l'évaluation des différentes actions arrivant sur les fondations, à savoir les actions variables Q (résultent de l'utilisation et de l'exploitation de l'ouvrage.) et permanentes G (résultent du poids propre des éléments porteurs ou non porteurs) Les charges descendant sur chaque poteau, sont obtenues en calculant les surfaces d'influence de chaque poteau et qui seront multipliées par :

- l'épaisseur de la dalle et par son poids volumique ;
- les dimensions des retombées des poutres et par leurs poids volumiques ;
- les dimensions des maçonneries, la hauteur sous plafond et le poids volumique.

Tout en considérant le poids propre des poteaux et les charges variables.

❖ Toit inaccessible en charpente métallique

Le toit étant en charpente métallique sera modélisé sur le logiciel Robot pour déterminer les charges qu'il transmet aux poteaux.

Les éléments qui ont été pris en compte lors de la modélisation sont :

- Tôle en acier de 3 mm ;
- Ip600 ;
- Poids propre ;

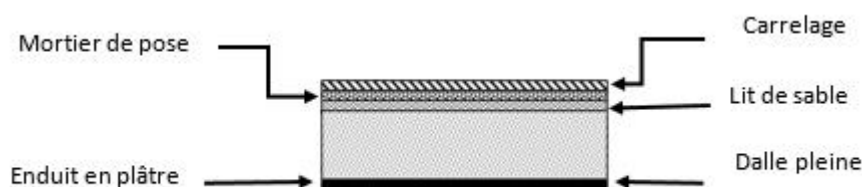
- Charge d'exploitation.

Plusieurs vérifications ont été faites pour avoir la plus des sollicitations

- Elu1 : $1,35Q + 1,5G$
- Elu2 : $1,35Q + 1,8V$
- Els1 : $Q + G$
- ELS2 : $Q + V$

La vérification a l'ELU1 nous donne le cas le plus favorable et dont le poteau le plus chargé reçoit une charge de 276,88 kN. Dans la suite de nos calculs, nous allons considérer cette valeur sur tous les poteaux supportant la charpente.

- ❖ Plancher-terrasse accessible et plancher étage courant



- ❖ Plancher étage courant

Tableau 19 : charge due aux planchers a dalle pleine du niveau courant

désignation	(kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1900	0,02	38
dalle en BA (dalle plein)	2500	0,15	375
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G (kg/m ²)	517		
Q (kg/m ²)	400		

❖ les charges linéaires

Tableau 20 : Charge linéaire (maçonnerie)

Désignation	kg/m ³	e (m)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0,02	24
Brique creuse	900	0,15	135
enduit intérieur	1200	0,02	24
G (kg/m²)	83		

❖ Les pondérations

Une structure est calculée pour 2 types d'utilisations.

- ELS : État limite de service : c'est l'utilisation « quotidienne » d'une structure
Exemple : un plancher d'habitation ne doit pas avoir une déformation trop importante, si on veut conserver une planéité pour poser un carrelage ou éviter des fissures, les charges ne sont pas pondérées

$$q_u = G + Q$$

ELU : État Limite Ultime : c'est la « ruine » de l'ouvrage. On veut s'assurer que l'ouvrage va résister pour assurer la sécurité des utilisateurs. Il s'agit d'éviter que la poutre « casse » sous le chargement.

Pour cela, on pondère les charges, c'est-à-dire qu'on exagère les charges par des coefficients pour se mettre en sécurité

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

NB : pour la descente des charges, tous les calculs seront faits selon les Etats Limites Ultimes.

Tableau 21 : Exemple de calcul qui a été fait pour chaque poteau jusqu'aux fondations.

Décente de charge sur C15						
Charpente	désignation					G (kg)
						27688
II	désignation	kg/m ³	e (m)	hauteur à considérer	G (kg/ml)	G(kg)

				1,7	L	8
	poteau					2125
	Enduit extérieur	1200	0,02	1,7	40,8	326,4
	Brique creuse	900	0,15	1,7	229,5	1836
	enduit intérieur	1200	0,02	1,7	40,8	326,4
	G (kg)					4613,8
Etage I	désignation	(kg/m3	e (m)	G (kg/m2)	s (m2)	G (kg)
	carrelage	2200	0,03	66	10,6	699,6
	Mortier de pose	2000	0,03	60	10,6	636
	Lit de sable	1900	0,03	57	10,6	604,2
	dalle en BA (dalle plein)	2500	0,15	375	10,6	3975
	Enduit en plâtre	1000	0,03	30	10,6	318
	poutre			L	7	1050
	poteau					5000
	Q (kg)			500	10,6	5300
	désignation	kg/m3	e (m)	hauteur à considérer	G (kg/ml)	G (kg)
				2,7	L	7,7
	Enduit extérieur	1200	0,02	2,7	64,8	498,96
	Brique creuse	900	0,15	2,7	364,5	2806,65
	enduit intérieur	1200	0,02	2,7	64,8	498,96
	G (kg)					16087,37
RDC	désignation	(kg/m3	e (m)	G (kg/m2)	s (m2)	G (kg)
	carrelage	2200	0,2	44	32	1408
	Mortier de pose	2000	0,2	40	32	1280
	Lit de sable	1900	0,2	38	32	1216
	dalle en BA (dalle plein)	2500	0,15	375	32	12000

	Enduit en plâtre	1000	0,02	20	32	640
	poutre			L	15	3375
	poteau					6375
	Q (kg)			400	32	12800
	désignation	kg/m ³	e (m)	hauteur à considérer	G (kg/ml)	G (kg)
				5,1	L	15
	Enduit extérieur	1200	0,02	5,1	122,4	1836
	Brique creuse	900	0,15	5,1	688,5	10327,5
	enduit intérieur	1200	0,02	5,1	122,4	1836
	G (kg)					40293,5
	soubassement	désignation	G (kN)			
Semelle de liaison						18000
poteau						6125
désignation		kg/m ³	e (m)	hauteur à considérer	G (kg/ml)	G (kg)
				4,9		7
Enduit extérieur		1200	0,02	4,9	117,6	823,2
Brique creuse		900	0,02	4,9	88,2	617,4
enduit intérieur		1200	0,02	4,9	117,6	823,2
G (kN)						26388,8

G	87383,47
Q	18100
ELU (G, Q)	145117,68
q _{C15} (kg)	145117,68+27688
q _{C15} (kg)	172805,68
q _{C15} (KN)	1728,05

Tous les résultats de la descente de charge effectuée sur le bâtiment sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau 21 : les charges en tête des pieux

N poteau	Charge kN	N poteau	Charge kN
C15	1728,06	C16	1858,14
C14+27	2105,97	C41+40	1030,96
C13+26	2127,98	C39	728,02
C12	1924,27	C38	714,43
C25	1747,97	C37	847,87
C11	1876,04	C36	775,46
C24	2050,48	C35	856,98
C10	2026,52	C34	813,49
C11	2016,37	C33	737,05
C9	2173,05	C32	781,45
C22	2172,09	C31+30	985,95
C8	2181,89	C39	789,49
C20	1951,88	C38	737,96
C7	2174,01	C37	709,40
C6	2351,38	C36	776,59
C19	2108,83	C35	798,99
C5	2438,83	C34	777,48
C18	2395,31	C33	748,34
C4+17	2819,76	C32	815,03
C3	2117,00	C31+30	1021,02
C2	1832,18	C29	1012,74
C1	1832,18	C42	1012,74

II. PE-DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS.

1. Diamètre des pieux

Le choix du diamètre des pieux est primordial pour la réalisation des pieux. De manière générale, le choix d'un grand diamètre est meilleur que celui d'une forêt de petits pieux parce que les pieux de grands diamètres sont facilement maniables lors l'exécution. La longueur des pieux aura une influence non négligeable sur le diamètre puisque les pieux doivent présenter une certaine rigidité, surtout s'ils risquent d'être soumis à des efforts assez importants, en première approximation, pour les pieux forés le diamètre pouvait aller jusqu'à 2,5m, mais il ne faut pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,60m car la qualité du béton de périphérie est inférieure à celle du béton central.

Partant de l'hypothèse ci-dessus on retient :

Soit Φ le diamètre des pieux ; on a : $0,6m \leq \Phi \leq 2,50$

Nous prenons : $\Phi = 0,6$ m.

2. Nombres des pieux

Le choix de nombre des pieux résulte d'une optimisation globale de fondation, tant sur le plan mécanique que sur le plan économique. En règle générale, il est préférable de prévoir un nombre limité de pieux de fort diamètre plutôt qu'une forêt de petits pieux : les pieux de fort diamètre sont d'une qualité meilleure et mieux contrôlable, et surtout offrent une plus grande robustesse. Toutefois, l'épaisseur de la semelle de répartition est fonction du diamètre des pieux : s'ils ont un fort diamètre, la semelle sera également très massive, et l'économie du projet peut s'en ressentir.

Compte tenu de la disposition constructive, nous allons choisir des pieux isolés et des pieux groupés qui vont de un (1) jusqu'à quatre (4) pieux sur semelle.

3. Choix de l'entraxe

Un espacement trop grand entre pieux influence de manière non négligeable le volume de la semelle de répartition. Cependant, un espacement trop faible présente des inconvénients majeurs tant à l'exécution (remontée ou rupture de pieux voisins au battage), c'est pourquoi, il est communément admis que l'entraxe des pieux varie de 2,5 à 3Φ pour éviter l'effet de groupe. L'entraxe variant entre 2.5 à 3Φ .

On retiendra comme valeur de l'entraxe entre les pieux : $2,5\Phi = 2,5 \times 0,6 = 1,5m$.

III. PRE-DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES DE LIAISON

La jonction entre un pieu isolé et un poteau est souvent assurée par une semelle de liaison en béton armé. Cependant, on aura plusieurs types de semelle de liaison qui sera en fonction la nature des charges à transmettre au pieu et la géométrie de la construction. Le choix de la composition du groupe de pieu est liée au type d'effort (moment, effort horizontal, ou incliné) et à la géométrie de la structure à reprendre.

Dans la plupart des cas, on respectera les symétries dans les structures, et on fera en sorte que les charges soient transmises le plus directement possible entre la structure et les pieux. Cela conduit à :

- Prévoir une répartition uniforme des pieux le long de la structure à reprendre
- respecter les symétries par rapport au point d'application des charges
- prévoir des files de pieux en nombre pair.

Le calcul d'une telle semelle est effectué en utilisant la méthode des bielles.

❖ pieux isolé

Constitué d'un massif cubique ou parallélépipédique, débordant au minimum par rapport au pieu,

- Hauteur de la semelle

On doit avoir $2H \geq d1 + 30\text{cm}$

Avec d : diamètre de la semelle = 60cm

Posons $2H=d1+30\text{cm}$

$H=75\text{ cm}$

On prendra $H = 110\text{cm}$

- Longueur et largeur

$l = d1+30$

$l = 90\text{ cm}$

On prendra 90cm

❖ Semelle sur deux pieux

On devra donc avoir

- Hauteur de la semelle

$$e = 3d$$

Avec $d = 60$ cm

$$e = 180$$

$$H \geq \frac{e}{2}$$

$$H = 110 \text{ cm}$$

- **Largeur de la semelle**

$$l \geq d + 30 \text{ cm}$$

Posons $l = d + 30$

$$l = 90 \text{ cm}$$

On prendra $l = 110$ cm

- Longueur de la semelle

$$l' \geq e + d + 30 \text{ cm}$$

Posons $l' = e + d + 30$ cm

$$l' = 270 \text{ cm}$$

❖ **Semelle sur trois pieux**

Les pieux sont disposés suivant un triangle équilatéral.

- Hauteur de la semelle

$$e = 180 \text{ cm}$$

$$H \geq \frac{e}{2}$$

$$H = 140 \text{ cm}$$

- Les cotes de la semelle

Ils doivent vérifier la condition suivante

$$l \geq \frac{\varnothing}{2} + 2,5 \times \varnothing + \frac{\varnothing}{2}$$

$$l \geq 210 \text{ cm}$$

On prendra $l = 270$

❖ **Semelle sur quatre pieux**

Selon les relations données par CALGARO Les dimensions de la semelle de liaison dont la longueur, la largeur et l'épaisseur sont toutes fonctions du diamètre de pieux

- **Hauteur (épaisseur) de la semelle :**

L'épaisseur de la semelle est en fonction de l'entraxe entre les pieux. Elle est donnée par la formule : $h_s \geq 1,2 \varnothing$

On trouve : $h_s \geq 0,72$

On prendra : $h_s = 0,8\text{m}$

- **Longueur et la largeur de la semelle :**

La longueur et la largeur de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$l = 5\varnothing.$$

$$L=340 \text{ cm}$$

IV. Procédure de la détermination de la capacité portante d'un pieu

1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai préssiométrique

Les calculs de la résistance limite d'un pieu isolé soumis à une charge verticale passent d'abord par le calcul de la valeur de la résistance limite de pointe Q_{pu} dans la couche d'ancrage et les valeurs du frottement latéral limite Q_{fu} dans chacune des couches traversées par le pieu.

On peut définir la force portante ou la résistance limite d'un pieu Q_u comme la charge maximale qu'il peut Supporter sans se rompre. On définit aussi la capacité portante Q_l d'un sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter. Au-delà de cette charge, le sol se rompt.

La charge limite Q_u supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes la résistance ultime mobilisée en pointe du pieu Q_{pu} et la résistance ultime mobilisée le long du fût du pieu Q_{su} .

Soit Q_u la charge limite, ou capacité portante du pieu :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

2. Calcul de la charge limite de pointe q_{pu}

La charge limite de pointe Q_{pu} est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{pu} = K_p * A * P_{LMe}^*$$

Avec :

K_p : Facteurs de portance dépendant du type de sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

P_{LMe}^* : La pression limite nette équivalente.

A : aire de la section du pieu.

La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$\text{➤ } pl_e^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} pl^*(z) dz$$

Avec :

$$- a = \max\left(\frac{B}{2}; 0,5m\right) \quad a = 0,5m$$

$$- b = \min(a, h) \quad b = 0,5 m$$

- h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

Dans notre cas on prendra $h = 0,5m$.

- pl_e^* est déterminée pour chaque profondeur et la surface en bleu claire est l'équivalente de l'intégrale.

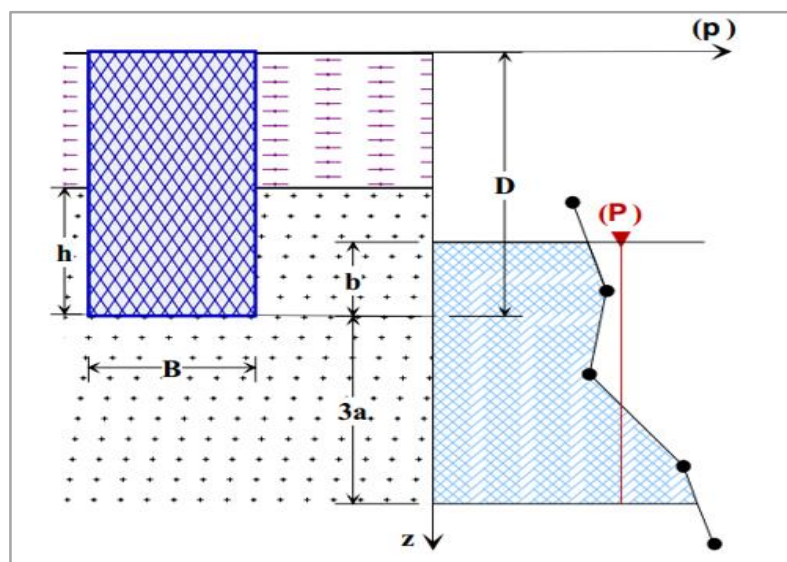


Figure 23 : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente
(Source : Fascicule 62 Tire V, Page 81)

$$\text{➤ } A = \pi \left(\frac{B}{2}\right)^2 = 0,28 m^2$$

➤

Tableau 22 : Récapitulatifs des résultats des pressions limite $PI^*(Z)$ dz calculé

essai N 1			Essai N 2			Essai N 3		
Z(m)	PI (Mpa)	PL*(Z) dz (Mpa)	Z(m)	pl. (Mpa)	PL*(Z) dz (Mpa)	Z(m)	pl. (Mpa)	PL*(Z) dz (Mpa)
1	1,4	0,00	1	2,37	0,0	1	1,4	0,00
2	0,31	0,16	2	0,3	0,15	2	1,55	0,31
3	0,4	0,46	3	0,54	0,42	3	1,87	0,4
4	2,26	1,59	4	0,52	0,68	4	1,7	2,26
5	1,26	2,22	5	5,23	3,30	5	1,55	1,26
6	1,31	2,87	6	0,96	3,78	6,	1,44	1,31
7	4,82	5,28	7	1,94	4,75	7	1,54	4,82
8	3,05	6,81	8	3,03	6,26	8,00	2,44	3,05
9	2,92	8,27	9	3,68	8,10	9,00	3,5	2,92
10	3,44	9,99	10	4,94	9,24	10,00	4	3,44
11	4,84	11,53	11	4,93	10,87	11,00	3,9	4,84
12	4,78	12,16	12	4,92	13,28	12,00	4,5	4,78
13	4,77	13,88	13	4,73	15,75	13,00	4,7	4,77
14	4,77	16,30	14	4,82	18,21	14,00	4,9	4,77
15	5,02	18,69	15	4,82	20,67	15,00	5,01	5,02
16	5,01	21,08	16	5,25	23,04	16,00	5,35	5,01
17	5,03	23,46	17	5,3	25,45	17,00	5,45	5,03
18	4,82	25,97	18	5,2	27,86	18,00		4,82
19	5,1	28,48	19	5,1	30,48	19,00	5,4	5,1
20	5,3	30,99	20	5,4	33,13	20,00	5,3	5,3

Nous allons utiliser l'essai N2 dans la suite de nos calculs afin de majorer nos résultats

3. Calcul du coefficient de portance k_p

La valeur de k_p est fonction de la propriété des couches de terres selon la coupe lithologique du sol de fondation proposée dans le document rapport technique, de mode de mise en œuvre du pieu, du type de sol et de la pression limite mesurée dans le sol

Tableau 23 : Classification des sols

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_1 (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

(Source : cours Fondations Profondes, Page 10)

Tableau 24 : Valeur du facteur de portance K_P

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis 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⁾ (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

(Source : Fascicule 62 Tire V, Page 90)

Pour chaque couche, les valeurs de K_a retenus seront intégrées dans la feuille de calcul qui sera présentée ultérieurement.

4. Calcul du frottement latéral Q_{su}

Q_{su} est obtenu par combinaison de deux termes, P le périmètre du pieu et q_s le frottement latéral limite le long du fût du pieu.

$$Q_{su} = p \int_a^D p l^*(z) dz$$

q_s qui est une formule empirique est établie à partir des essais de chargement des pieux. Cette valeur du frottement latéral unitaire q_s est lue directement dans l'abaque tableau 24 en fonction du mode de mise en œuvre du pieu, du type de sol et de la pression limite mesurée dans le sol. Les courbes à utiliser sont déterminées par le tableau 25 qui est en fonction de la nature du sol. Les lois $q_{si} = f(P_{le})$ sont données par les courbes Q1 à Q6 de la figure 24. Les expressions mathématiques de ces courbes sont données par le fascicule 62 titre 5.

La charge limite de frottement latéral Q_{su} est définie par la formule suivante :

$$Q_{su} = \pi \times \phi (\sum q_{si} * h_i)$$

Avec :

q_{si} : frottement latéral unitaire limite de la couche i ;

h_i : Longueur du pieu dans la couche i ;

ϕ : Diamètre du pieu.

Tableau 25 : Choix des abaques pour la détermination de q_s

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	$Q_5, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	$Q_5, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_3^{(1)}$	Q_4	Q_5	/
Foré tubé (tube perdu)		Q_1		Q_1		Q_2			$^{(1)}$	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			$^{(1)}$	Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2				Q_3			$^{(1)}$	Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	/
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4			$^{(1)}$	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_6	/

(Source : Fascicule 62 Tire V, Page 92)

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage ;
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m) ;
- (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 ;
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses) ;
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

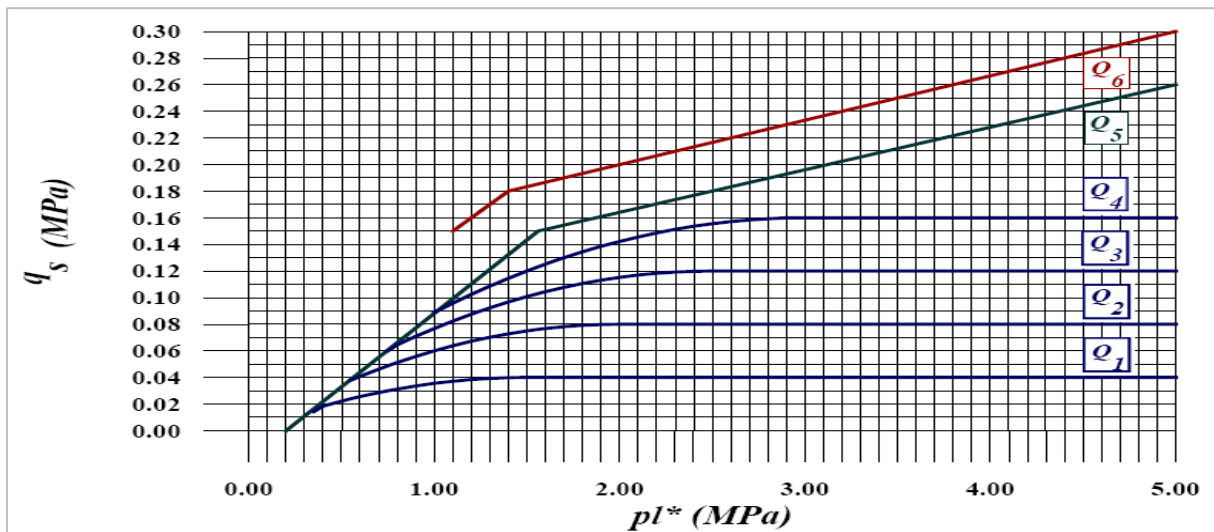


Figure 24 : Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu
(Source : Fascicule 62 Tire V, Page 93)

Nous utiliserons l'abaque Q2 et Q6 (pieux forés simple argile-limons B, C et Roche) pour les valeurs de frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.

V. CHARGE ULTIME BRUTE D'UN PIEU

- ❖ À ELU La charge limite ultime Q_{ult} fait en principe intervenir deux termes, La charge limite mobilisable par frottement latéral Q_{su} et La charge limite de pointe Q_{pu} d'un pieu isolé. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{Cult} = Q_{pu} + Q_{su}$$

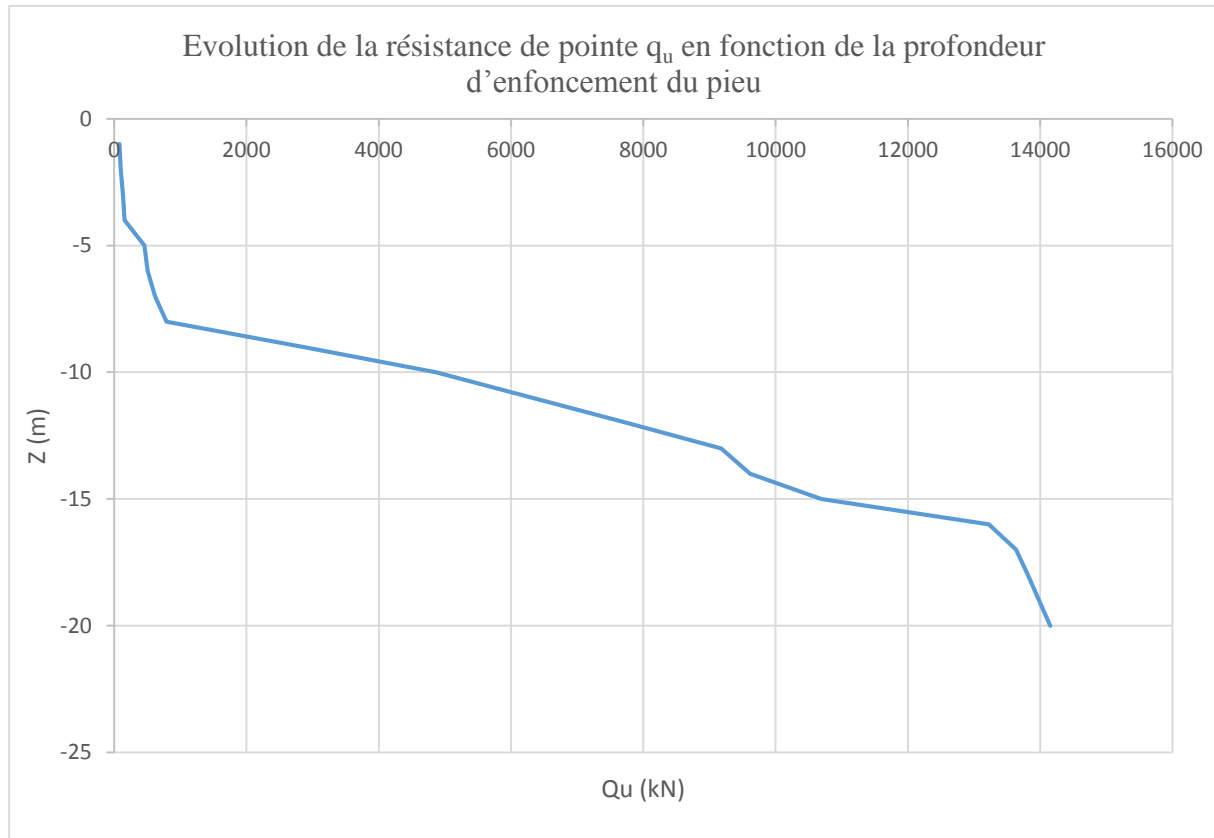
- ❖ À ELS pour un Pieu foré La charge limite ultime Q_{ult} fait intervenir, les charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc} d'un élément de fondation profonde sont évaluées, à défaut d'essai en place à partir de la charge limite mobilisable par frottement latéral Q_{su} et de la charge limite de pointe Q_{pu} donnée par la formule suivante :

$$Q_{Cult} = 0,5 \times Q_{pu} + 0,75 \times Q_{su}$$

Tableau 17 : La capacité portante Q_u du sol sur toute la profondeur Z avec les résultats de l'essai N3

nature du sol	Z(m)	Kp	Pl* (Mpa)	B	h	b	a	3a	PL* (Z) dz	Ple* (Mpa)	Qpu(MN)	AP (m2)	P(m)	Qs (Mpa)	Qsu (MN)	Qu (kN)
sable lâche	1	1,4	2,37	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,00	0,00	0,00	0,28	1,88	0,06	0,11	79,17
	2	1,6	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,15	0,08	0,03	0,28	1,88	0,06	0,11	98,96
	3	1,6	0,54	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,42	0,21	0,10	0,28	1,88	0,06	0,11	132,32
	4	1,6	0,52	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,68	0,34	0,15	0,28	1,88	0,06	0,11	157,49
sable moyennement compact	5	1,6	5,23	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,30	1,65	0,75	0,28	1,88	0,06	0,11	454,65
	6	1,6	0,96	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,78	1,89	0,85	0,28	1,88	0,06	0,10	504,70
	7	1,6	1,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	4,75	2,37	1,07	0,28	1,88	0,06	0,11	618,64
	8	1,6	3,03	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	6,26	3,13	1,42	0,28	1,88	0,06	0,11	792,81

	9	1,6	3,68	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	13,28	6,64	3,00	0,28	1,88	0,96	1,81	2858,54
	10	2,2	4,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	15,75	7,87	4,90	0,28	1,88	1,71	3,22	4865,95
roche dure	11	2,2	4,93	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	18,21	9,11	5,66	0,28	1,88	2,46	4,64	6309,57
	12	2,2	4,92	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	20,67	10,34	6,43	0,28	1,88	3,21	6,05	7752,42
	13	2,2	4,73	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	23,04	11,52	7,16	0,28	1,88	3,96	7,46	9180,49
	14	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	25,45	12,72	7,91	0,28	1,88	4,00	7,54	9611,81
	15	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	27,86	13,93	8,66	0,28	1,88	4,50	8,48	10693,45
	16	2,2	5,25	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	30,48	15,24	9,48	0,28	1,88	6,00	11,31	13222,24
	17	2,2	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	33,13	16,57	10,30	0,28	1,88	6,00	11,31	13634,34
	18	1,6	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	34,63	17,32	7,83	0,28	1,88	7,00	13,19	13812,61
	19	1,6	5,1	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	36,13	18,07	8,17	0,28	1,88	7,00	13,19	13982,26
	20	1,6	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	37,63	18,82	8,51	0,28	1,88	7,00	13,19	14151,90



VI. CAPACITE PORTANTE D'UN GROUPE DE PIEUX

La capacité portante totale d'un groupe de pieux, Q_l (groupe), est comparée à la capacité individuelle des pieux isolés, Q_l (unité), comme suit :

$$Q_{l_{groupe}} = C_e \times n \times Q_{l_{unité}}$$

C_e : coefficient d'efficacité du groupe ;

n : nombre de pieux.

On peut aussi calculer C_e par la formule de Converse Labarre :

La formule de Converse Labarre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux. Elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe, excepté la longueur des pieux.

$$C_e = 1 - \frac{\text{Arctan}\left(\frac{B}{d}\right)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

B diamètre des pieux

d entraxe des pieux

m nombre de rangées

n nombre de pieux par rangées.

VII. VALEURS DES CHARGES ADMISSIBLES

Selon le titre V du fascicule 62, les charges admissibles Q_{max} sont définies comme suit :

- ❖ Charges admissibles à l'État Limite Ultime (ELU)

Tableau 27 : Charges admissibles résultant des combinaisons fondamentales et accidentelles

	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,4}$	$\frac{Q_u}{1,4}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,3}$	$-\frac{Q_u}{1,2}$

- ❖ Charges admissibles à l'État Limites de Service (ELS)

Tableau 28 : Charges admissibles a l'ELS

	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,4}$	$\frac{Q_c}{1,1}$
Combinaisons quasi permanentes	0	$-\frac{Q_c}{1,4}$

VIII. VERIFICATION DE LA RESISTANCE AUX ETATS LIMITES

La vérification nous permettra de voir si le sol est capable de supporter notre structure ou pas, et aussi de déterminer la profondeur d'ancrage. La combinaison fondamentale à ELU donne la charge la plus élevée, le cas le plus défavorable. Vu que la fissuration est préjudiciable, alors nous déterminons la charge admissible à l'ELS. Et nous allons jouer sur les nombres de pieux pour vérifier la résistance du sol aux états limites (**lorsque la charge admissible Q_{Gmax} est**

supérieure à la charge transmise par l'ouvrage Q_{cal} , la condition est vérifiée) selon les règles techniques de conception et des calculs de fondations des ouvrages de génie civil (Fascicule 62 titre V).

Pour ce faire, à l'aide d'un fichier Excel, les charges des différents poteaux calculés seront vérifiées avec la résistance du sol aux États limites afin d'avoir la hauteur et le nombre de pieux de chaque fondation.

Résultats des calculs

Études Techniques Détaillées des Fondations Profondes et Murs de Soutènement du Centre International de
Conférences Mahatma Gandhi, Niamey, Niger

Vérification C37																							
B	0,6										Ce	1							n	1			
nature du sol	Z(m)	Kp	Pl*(Mpa)	B	h	b	a	3a	PL*(Z)dZ	Ple*(Mpa)	Qpu(MN)	AP(m2)	P(m)	qs(Mpa)	Qsu(MN)	Qu(kN)	Qu(kN) reel	Qu reel(kN) n pieux	Qcal(ELU)(kN)	verification Qreel>Qcal			
sable lâche	1	1,4	2,37	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,00	0,00	0,00	0,28	1,88	0,06	0,11	79,17	56,55	56,55	709,40349	NON VERIFIEE			
	2	1,6	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,15	0,08	0,03	0,28	1,88	0,06	0,11	98,96	70,69	70,69	709,40349	NON VERIFIEE			
	3	1,6	0,54	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,42	0,21	0,10	0,28	1,88	0,06	0,11	132,32	94,52	94,52	709,40349	NON VERIFIEE			
	4	1,6	0,52	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,68	0,34	0,15	0,28	1,88	0,06	0,11	157,49	112,49	112,49	709,40349	NON VERIFIEE			
sable moyennement compact	5	1,6	5,23	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,30	1,65	0,75	0,28	1,88	0,06	0,11	454,65	324,75	324,75	709,40349	NON VERIFIEE			
	6	1,6	0,96	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,78	1,89	0,85	0,28	1,88	0,06	0,10	504,70	360,50	360,50	709,40349	NON VERIFIEE			
	7	1,6	1,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	4,75	2,37	1,07	0,28	1,88	0,06	0,11	618,64	441,89	441,89	709,40349	NON VERIFIEE			
	8	1,6	3,03	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	6,26	3,13	1,42	0,28	1,88	0,06	0,11	792,81	566,30	566,30	709,40349	NON VERIFIEE			
	9	1,6	3,68	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	13,28	6,64	3,00	0,28	1,88	0,96	1,81	2858,54	2041,82	2041,82	709,40349	VERIFIEE			
10	2,2	4,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	15,75	7,87	4,90	0,28	1,88	1,71	3,22	4865,95	3475,68	3475,68	709,40349	VERIFIEE				
roche dure	11	2,2	4,93	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	18,21	9,11	5,66	0,28	1,88	2,46	4,64	6309,57	4506,84	4506,84	709,40349	VERIFIEE			
	12	2,2	4,92	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	20,67	10,34	6,43	0,28	1,88	3,21	6,05	7752,42	5537,44	5537,44	709,40349	VERIFIEE			
	13	2,2	4,73	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	23,04	11,52	7,16	0,28	1,88	3,96	7,46	9180,49	6557,49	6557,49	709,40349	VERIFIEE			
	14	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	25,45	12,72	7,91	0,28	1,88	4,00	7,54	9611,81	6865,58	6865,58	709,40349	VERIFIEE			
	15	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	27,86	13,93	8,66	0,28	1,88	4,50	8,48	10693,45	7638,18	7638,18	709,40349	VERIFIEE			
	16	2,2	5,25	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	30,48	15,24	9,48	0,28	1,88	6,00	11,31	13222,24	9444,46	9444,46	709,40349	VERIFIEE			
	17	2,2	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	33,13	16,57	10,30	0,28	1,88	6,00	11,31	13634,34	9738,81	9738,81	709,40349	VERIFIEE			
	18	1,6	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	34,63	17,32	7,83	0,28	1,88	7,00	13,19	13812,61	9866,15	9866,15	709,40349	VERIFIEE			
	19	1,6	5,1	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	36,13	18,07	8,17	0,28	1,88	7,00	13,19	13982,26	9987,33	9987,33	709,40349	VERIFIEE			
	20	1,6	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	37,63	18,82	8,51	0,28	1,88	7,00	13,19	14151,90	10108,50	10108,50	709,40349	VERIFIEE			

Études Techniques Détaillées des Fondations Profondes et Murs de Soutènement du Centre International de
Conférences Mahatma Gandhi, Niamey, Niger

Vérification C25																							
B	0,6										Ce	0,9								n	2		
nature du sol	Z(m)	Kp	PP*(Mpa)	B	h	b	a	3a	PL*(Z)dZ	Ple*(Mpa)	Qpu(MN)	AP(m2)	P(m)	qs(Mpa)	Qsu(MN)	Qu(kN)	Qu(kN) reel	Qu reel(kN) n pieux	Qcal(ELU)(kN)	verification Qreel>Qcal			
sable lâche	1	1,4	2,37	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,00	0,00	0,00	0,28	1,88	0,06	0,11	79,17	56,55	101,79	1747,97	NON VERIFIEE			
	2	1,6	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,15	0,08	0,03	0,28	1,88	0,06	0,11	98,96	70,69	127,23	1747,97	NON VERIFIEE			
	3	1,6	0,54	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,42	0,21	0,10	0,28	1,88	0,06	0,11	132,32	94,52	170,13	1747,97	NON VERIFIEE			
	4	1,6	0,52	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,68	0,34	0,15	0,28	1,88	0,06	0,11	157,49	112,49	202,49	1747,97	NON VERIFIEE			
sable moyennement compact	5	1,6	5,23	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,30	1,65	0,75	0,28	1,88	0,06	0,11	454,65	324,75	584,55	1747,97	NON VERIFIEE			
	6	1,6	0,96	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,78	1,89	0,85	0,28	1,88	0,06	0,10	504,70	360,50	648,90	1747,97	NON VERIFIEE			
	7	1,6	1,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	4,75	2,37	1,07	0,28	1,88	0,06	0,11	618,64	441,89	795,40	1747,97	NON VERIFIEE			
	8	1,6	3,03	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	6,26	3,13	1,42	0,28	1,88	0,06	0,11	792,81	566,30	1019,33	1747,97	NON VERIFIEE			
	9	1,6	3,68	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	13,28	6,64	3,00	0,28	1,88	0,96	1,81	2858,54	2041,82	3675,27	1747,97	VERIFIEE			
10	2,2	4,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	15,75	7,87	4,90	0,28	1,88	1,71	3,22	4865,95	3475,68	6256,23	1747,97	VERIFIEE				
roche dure	11	2,2	4,93	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	18,21	9,11	5,66	0,28	1,88	2,46	4,64	6309,57	4506,84	8112,31	1747,97	VERIFIEE			
	12	2,2	4,92	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	20,67	10,34	6,43	0,28	1,88	3,21	6,05	7752,42	5537,44	9967,39	1747,97	VERIFIEE			
	13	2,2	4,73	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	23,04	11,52	7,16	0,28	1,88	3,96	7,46	9180,49	6557,49	11803,48	1747,97	VERIFIEE			
	14	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	25,45	12,72	7,91	0,28	1,88	4,00	7,54	9611,81	6865,58	12358,04	1747,97	VERIFIEE			
	15	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	27,86	13,93	8,66	0,28	1,88	4,50	8,48	10693,45	7638,18	13748,72	1747,97	VERIFIEE			
	16	2,2	5,25	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	30,48	15,24	9,48	0,28	1,88	6,00	11,31	13222,24	9444,46	17000,02	1747,97	VERIFIEE			
	17	2,2	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	33,13	16,57	10,30	0,28	1,88	6,00	11,31	13634,34	9738,81	17529,87	1747,97	VERIFIEE			
	18	1,6	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	34,63	17,32	7,83	0,28	1,88	7,00	13,19	13812,61	9866,15	17759,07	1747,97	VERIFIEE			
	19	1,6	5,1	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	36,13	18,07	8,17	0,28	1,88	7,00	13,19	13982,26	9987,33	17977,19	1747,97	VERIFIEE			
	20	1,6	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	37,63	18,82	8,51	0,28	1,88	7,00	13,19	14151,90	10108,50	18195,30	1747,97	VERIFIEE			

Études Techniques Détaillées des Fondations Profondes et Murs de Soutènement du Centre International de
Conférences Mahatma Gandhi, Niamey, Niger

Vérification C15																							
B	0,6									Ce	0,8							n	3				
nature du sol	Z(m)	Kp	Pl*(Mpa)	B	h	b	a	3a	PL*(Z)dZ	Ple*(Mpa)	Qpu(MN)	AP(m2)	P(m)	qs(Mpa)	Qsu(MN)	Qu(kN)	Qu(kN) reel	Qu reel(kN) n pieux	Qcal(ELU)(kN)	verification Qreel>Qcal			
sable lâche	1	1,4	2,37	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,00	0,00	0,00	0,28	1,88	0,06	0,11	79,17	56,55	135,72	1728	NON VERIFIEE			
	2	1,6	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,15	0,08	0,03	0,28	1,88	0,06	0,11	98,96	70,69	169,65	1728	NON VERIFIEE			
	3	1,6	0,54	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,42	0,21	0,10	0,28	1,88	0,06	0,11	132,32	94,52	226,84	1728	NON VERIFIEE			
	4	1,6	0,52	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,68	0,34	0,15	0,28	1,88	0,06	0,11	157,49	112,49	269,98	1728	NON VERIFIEE			
sable moyennement compact	5	1,6	5,23	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,30	1,65	0,75	0,28	1,88	0,06	0,11	454,65	324,75	779,40	1728	NON VERIFIEE			
	6	1,6	0,96	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,78	1,89	0,85	0,28	1,88	0,06	0,10	504,70	360,50	865,20	1728	NON VERIFIEE			
	7	1,6	1,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	4,75	2,37	1,07	0,28	1,88	0,06	0,11	618,64	441,89	1060,53	1728	NON VERIFIEE			
	8	1,6	3,03	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	6,26	3,13	1,42	0,28	1,88	0,06	0,11	792,81	566,30	1359,11	1728	NON VERIFIEE			
	9	1,6	3,68	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	13,28	6,64	3,00	0,28	1,88	0,96	1,81	2858,54	2041,82	4900,36	1728	VERIFIEE			
10	2,2	4,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	15,75	7,87	4,90	0,28	1,88	1,71	3,22	4865,95	3475,68	8341,63	1728	VERIFIEE				
roche dure	11	2,2	4,93	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	18,21	9,11	5,66	0,28	1,88	2,46	4,64	6309,57	4506,84	10816,41	1728	VERIFIEE			
	12	2,2	4,92	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	20,67	10,34	6,43	0,28	1,88	3,21	6,05	7752,42	5537,44	13289,86	1728	VERIFIEE			
	13	2,2	4,73	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	23,04	11,52	7,16	0,28	1,88	3,96	7,46	9180,49	6557,49	15737,98	1728	VERIFIEE			
	14	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	25,45	12,72	7,91	0,28	1,88	4,00	7,54	9611,81	6865,58	16477,39	1728	VERIFIEE			
	15	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	27,86	13,93	8,66	0,28	1,88	4,50	8,48	10693,45	7638,18	18331,63	1728	VERIFIEE			
	16	2,2	5,25	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	30,48	15,24	9,48	0,28	1,88	6,00	11,31	13222,24	9444,46	22666,70	1728	VERIFIEE			
	17	2,2	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	33,13	16,57	10,30	0,28	1,88	6,00	11,31	13634,34	9738,81	23373,15	1728	VERIFIEE			
	18	1,6	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	34,63	17,32	7,83	0,28	1,88	7,00	13,19	13812,61	9866,15	23678,76	1728	VERIFIEE			
	19	1,6	5,1	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	36,13	18,07	8,17	0,28	1,88	7,00	13,19	13982,26	9987,33	23969,58	1728	VERIFIEE			
	20	1,6	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	37,63	18,82	8,51	0,28	1,88	7,00	13,19	14151,90	10108,50	24260,40	1728	VERIFIEE			

Études Techniques Détaillées des Fondations Profondes et Murs de Soutènement du Centre International de
Conférences Mahatma Gandhi, Niamey, Niger

Vérification C15																					
B	0,6									Ce	1							n	4		
nature du sol	Z(m)	Kp	Pl*(Mpa)	B	h	b	a	3a	PL*(Z)dZ	Ple*(Mpa)	Qpu(MN)	AP(m2)	P(m)	qs(Mpa)	Qsu(MN)	Qu(kN)	Qu(kN) reel	Qu reel(kN) n pieux	Qcal(ELU)(kN)	verification Qreel>Qcal	
sable lâche	1	1,4	2,37	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,00	0,00	0,00	0,28	1,88	0,06	0,11	79,17	56,55	226,20	2105,97	NON VERIFIEE	
	2	1,6	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,15	0,08	0,03	0,28	1,88	0,06	0,11	98,96	70,69	282,74	2105,97	NON VERIFIEE	
	3	1,6	0,54	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,42	0,21	0,10	0,28	1,88	0,06	0,11	132,32	94,52	378,07	2105,97	NON VERIFIEE	
	4	1,6	0,52	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	0,68	0,34	0,15	0,28	1,88	0,06	0,11	157,49	112,49	449,97	2105,97	NON VERIFIEE	
sable moyennement compact	5	1,6	5,23	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,30	1,65	0,75	0,28	1,88	0,06	0,11	454,65	324,75	1299,01	2105,97	NON VERIFIEE	
	6	1,6	0,96	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	3,78	1,89	0,85	0,28	1,88	0,06	0,10	504,70	360,50	1441,99	2105,97	NON VERIFIEE	
	7	1,6	1,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	4,75	2,37	1,07	0,28	1,88	0,06	0,11	618,64	441,89	1767,55	2105,97	NON VERIFIEE	
	8	1,6	3,03	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	6,26	3,13	1,42	0,28	1,88	0,06	0,11	792,81	566,30	2265,18	2105,97	VERIFIEE	
	9	1,6	3,68	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	13,28	6,64	3,00	0,28	1,88	0,96	1,81	2858,54	2041,82	8167,26	2105,97	VERIFIEE	
	10	2,2	4,94	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	15,75	7,87	4,90	0,28	1,88	1,71	3,22	4865,95	3475,68	13902,72	2105,97	VERIFIEE	
roche dure	11	2,2	4,93	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	18,21	9,11	5,66	0,28	1,88	2,46	4,64	6309,57	4506,84	18027,35	2105,97	VERIFIEE	
	12	2,2	4,92	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	20,67	10,34	6,43	0,28	1,88	3,21	6,05	7752,42	5537,44	22149,76	2105,97	VERIFIEE	
	13	2,2	4,73	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	23,04	11,52	7,16	0,28	1,88	3,96	7,46	9180,49	6557,49	26229,96	2105,97	VERIFIEE	
	14	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	25,45	12,72	7,91	0,28	1,88	4,00	7,54	9611,81	6865,58	27462,32	2105,97	VERIFIEE	
	15	2,2	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	27,86	13,93	8,66	0,28	1,88	4,50	8,48	10693,45	7638,18	30552,71	2105,97	VERIFIEE	
	16	2,2	5,25	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	30,48	15,24	9,48	0,28	1,88	6,00	11,31	13222,24	9444,46	37777,83	2105,97	VERIFIEE	
	17	2,2	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	33,13	16,57	10,30	0,28	1,88	6,00	11,31	13634,34	9738,81	38955,26	2105,97	VERIFIEE	
	18	1,6	4,82	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	34,63	17,32	7,83	0,28	1,88	7,00	13,19	13812,61	9866,15	39464,60	2105,97	VERIFIEE	
	19	1,6	5,1	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	36,13	18,07	8,17	0,28	1,88	7,00	13,19	13982,26	9987,33	39949,30	2105,97	VERIFIEE	
	20	1,6	5,3	0,6	0,4	0,5	0,5	1,5	37,63	18,82	8,51	0,28	1,88	7,00	13,19	14151,90	10108,50	40434,01	2105,97	VERIFIEE	

Sont résumé dans le tableau suivant toutes les vésications des fondations.

Résultats des calculs					
N poteau	nombres des pieux	hauteur d'encrage (m)	N poteau	nombres des pieux	hauteur d'encrage (m)
C15	3	9	C16	3	9
C14+27	4	9	C41+40	4	9
C13+26	4	9	C39	2	8
C12	3	9	C38	2	8
C25	2	9	C37	1	9
C11	3	9	C36	1	9
C24	2	9	C35	2	8
C10	3	9	C34	2	8
C23	2	9	C33	2	8
C9	3	9	C32	1	9
C22	2	9	C31+30	4	9
C8	3	9	C39	2	8
C20	2	9	C38	2	8
C7	3	9	C37	1	9
C6	3	9	C36	1	9
C19	2	9	C35	2	8
C5	2	9	C34	2	8
C18	2	9	C33	2	8
C4+17	4	9	C32	1	9
C3	3	9	C31+30	4	9
C2	3	9	C29	2	9
C1	4	8	C42	2	9

IX. ARMATURES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :

Les pieux forés destinés aux fondations des ouvrages d'art sont en général armés sur toute leur hauteur. Le ferrailage doit donc être préfabriqué en usine ou sur le chantier et descendu ensuite dans le forage. L'ensemble des armatures constituant le ferrailage ainsi préfabriqué porte le nom de cage d'armatures.

En partie courante, la cage d'armatures d'un pieu est constituée de barres longitudinales, disposées suivant les génératrices d'un cylindre, autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des armatures transversales (cerces ou hélices, appelées encore spires).

1. Les armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales ont pour rôle de résister, dans chaque section du pieu, aux moments fléchissant calculés ou parasites. Leur diamètre, qui doit être au moins égal à 12 mm (Fascicule 68, article 36.1), peut atteindre 32 mm et tout à fait exceptionnellement 40 mm. Les longueurs commerciales courantes de fourniture sont de 12 et 14 m. Les cages d'armatures des pieux de grande longueur (supérieure à 15 m) doivent donc être décomposées en tronçons élémentaires qui sont assemblés sur le chantier lors de la descente du ferrailage dans le forage. Les armatures longitudinales sont réparties le plus souvent uniformément sur la périphérie du pieu. Leur nombre doit être au moins égal à 6. La section des armatures doit être au moins égale à 0,5 % de la section de béton du pieu (article 36.1 du fascicule 68, titre premier). Le ferrailage minimal correspond à une quantité d'armatures longitudinales variant entre 39 et 46 kg par mètre cube de béton. La densité de répartition des armatures peut varier sur la périphérie du pieu dans le cas où les efforts principaux ont une direction préférentielle, mais en général, on préfère éviter une telle disposition peu compatible avec les conditions de mise en œuvre (bardage, positionnement dans le forage).

Dans le tableau ci-après, nous avons fait figurer le ferrailage minimal à disposer dans un pieu en fonction du diamètre de celui-ci et en tenant compte des prescriptions rappelées ci-dessus.

Tableau 31 Choix des armatures

Diamètre du pieu (cm)	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Aire de béton (cm ²)	1 964	2 868	3 849	5 027	6 362	7 854	9 504	11 310	13 274
Aire minimale d'acier (cm ²)	9,82	14,14	19,25	25,14	31,81	39,27	47,52	56,55	66,37
Exemple de ferrailage minimal	9 Ø 12 ou 7 Ø 14 ou 5 Ø 16	10 Ø 14 8 Ø 16 5 Ø 20	10 Ø 16 7 Ø 20 5 Ø 25	13 Ø 16 8 Ø 20 6 Ø 25	13 Ø 16 11 Ø 20 7 Ø 25	13 Ø 20 8 Ø 25	16 Ø 20 10 Ø 25	18 Ø 20 12 Ø 25	22 Ø 20 14 Ø 25

(Source : Fascicule 68, article 36.1)

On a un diamètre de pieu égal à 60 cm soit donc un ferrailage minimal conseillé de 10Ø14 ou 8Ø16 ou 5Ø20 Nous prendrons **8Ø20** en acier longitudinaux soit une aire d'acier de **25,13 cm²**.

2. Les armatures transversales.

Du point de vue du béton armé, les armatures transversales jouent trois rôles. Leur rôle principal est de maintenir les armatures longitudinales en s'opposant au flambement de celles-ci. Leur second rôle est de résister à l'effort tranchant. Leur troisième rôle est de s'opposer à l'ouverture des fissures longitudinales qui pourraient apparaître dans le béton ; elles améliorent la résistance du béton par rapport à celle du même béton non armé, indépendamment de l'effet des armatures longitudinales. En fait, les armatures transversales constituent une couture de compression dont l'action éventuelle augmente la sécurité. Du point de vue de l'exécution, les armatures transversales jouent, en association avec d'autres armatures (les cerces de gabarit de montage par exemple) un rôle de rigidification de la cage lors des manutentions, et de maintien des armatures longitudinales pendant la descente de la cage dans le forage et pendant le bétonnage. La quantité conseillée d'armatures transversales est d'au moins 20 kg par mètre cube de béton. Les diamètres conseillés des armatures transversales sont confinés dans le tableau suivant :

Tableau 32 : Armatures transversales

Armatures longitudinales φ (mm)	12	14	16	20	25	32
Armatures transversales φ (mm)	6-8	6-8	8-10	12-14	12-14-16	16

(Source : Fascicule 68, article 36.1)

Les armatures transversales sont en forme de cerces ou spires enroulées autour des armatures longitudinales. Le diamètre de ces spires est pris égal : au diamètre nominal du pieu terminé, diminué de 10 cm (2 x 5 cm d'enrobage) dans le cas d'un pieu exécuté sans tube de travail et non chemisé au diamètre intérieur de la chemise diminué de 6 cm lorsque le pieu est chemisé. Le ferrailage transversal sera constitué par des spires continues en T12 de pas de 20 cm.

3. Les armatures et les dispositifs particuliers

Outre les armatures longitudinales et transversales, il existe d'autres types d'armatures et dispositifs qui ont des rôles importants dans la bonne mise en œuvre des pieux.

Cerces de montage : ils ont pour rôles de faciliter la préfabrication de la cage, respecter le diamètre terminé de celle-ci et répartir convenablement les armatures longitudinales, ces cerces doivent être rigides pour cela leur diamètre est important par exemple pour nos pieux ($\varphi=600\text{mm}$) on préconise des diamètres de $\varphi = 16 \text{ mm}$ ou 20 mm Leur espacement varie entre 2 et 3 m environ.

Cales en béton : pour assurer l'enrobage des armatures de la cage et le centrage de celle-ci, on utilise des cales, de forme circulaire, qui peuvent être en ciment ou en matière plastique.

Panier : À la partie inférieure de la cage, il était habituel de retourner les armatures longitudinales vers le centre de la section du pieu de façon à constituer un « panier ». Il permet d'éviter le poinçonnement du fond de forage par les armatures longitudinales, il empêche au tube plongeur de toucher le fond du forage. Il semble maintenant préférable de n'admettre qu'une légère courbure des armatures vers l'intérieur de la cage.

Armatures de levage : ces armatures ont pour rôle de faciliter le levage de la cage d'armatures pour la poser éventuellement dans le forage. Il est nécessaire souvent de renforcer le ferrailage au niveau où ces armatures seront placées.

ANNEXE 3: CALCUL DE MUR DE SOUTÈNEMENT

I. PRE-DIMENSIONNEMENT DU MUR

❖ Hauteur du mur

H = 6 m

❖ La largeur de la semelle : $0,20 + 0,45H = 2,9 \times 15\%$

On prend $b = 3,3\text{m}$

❖ L'épaisseur

$$e_0 = \frac{H}{24} = \frac{6}{24}$$

$$e_0 = \mathbf{0,25m}$$

$$e_1 = e_2 = e_3 = \frac{H}{12} = \frac{6}{12}$$

$$e_1 = \mathbf{0,5m}$$

❖ La largeur du patin

$$b_1 = \frac{H}{8} a \frac{6}{5} \quad b_1 = \frac{6}{5}$$

$$b_1 = \mathbf{0,8 m}$$

- Largeur de talon

$$P = b - (b_1 + e_3)$$

$$P = \mathbf{2 m}$$

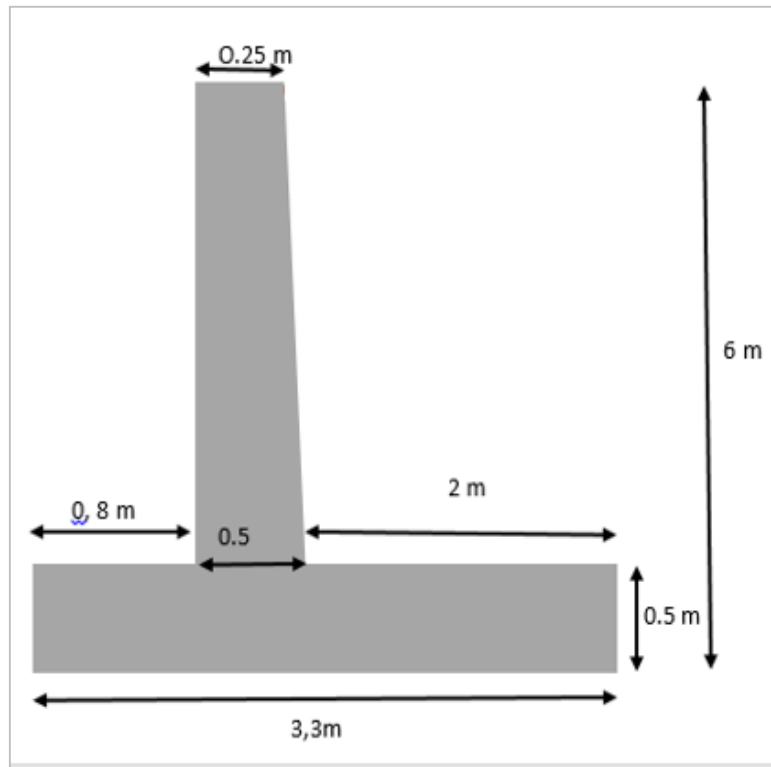


Figure 25 Mur en T

II. Déterminations de la capacité portante

Le principe de superposition consiste à superposer trois états à savoir

- État 1 : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance Q_γ
- État 2 : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge → entraîne une résistance Q_p
- État 3 : Action de la cohésion → entraîne une résistance Q_c .

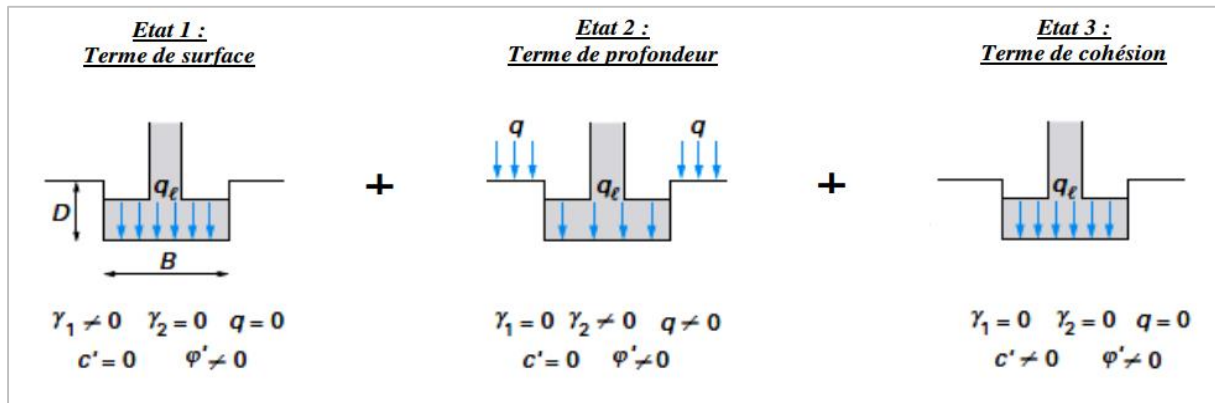


Figure 20 : Capacité portante principe de superposition de terzaghi

(Source : Calcul pratique des Fondations, Page 11)

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante

$$q_l = \frac{1}{2} B' \gamma' N_\gamma(\varphi') s_\gamma + c' s_c N_c(\varphi') + (q + \gamma' D) s_q N_q(\varphi')$$

Avec

- q_l : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;
- B' : la largeur réduite ou effective ;
- γ' : Poids volumique du sol sous la base de la fondation ;
- q : Surcharge verticale latérale à la fondation ;
- c' : Cohésion du sol sous la base de la fondation.
- $N_\gamma(\varphi')$; $N_c(\varphi')$; $N_q(\varphi')$ Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.
 - $\frac{1}{2} B' \gamma' N_\gamma(\varphi')$ est le terme de surface (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement
 - $c' N_c(\varphi')$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
 - $(q + \gamma' D) N_q(\varphi')$ est le « terme de surcharge » ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base)

✚ Calcul de facteur de portance

Les termes de portances sont donnés sur la figure et le tableau suivant :

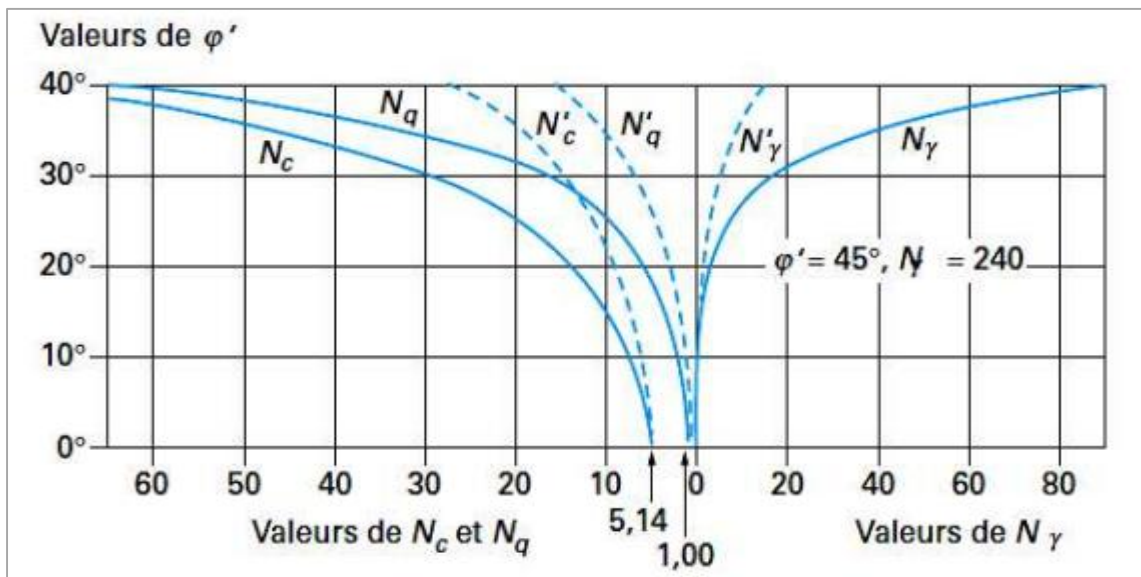


Figure 21 : valeurs de $N_\gamma(\phi')$, $N_c(\phi')$, $N_q(\phi')$ recommandées par terzaghi
(Source : Calcul pratique des Fondations, Page 12)

Tableau 16 : Terme portance pour fondation superficielle en fonction de l'angle de frottement

ϕ°	N_y	N_q	N_c	ϕ°	N_y	N_q	N_c
0			5.14				
5		1	6.47	30	21.8	18.4	30.1
10	1.0	1.56	8.45	31	25.5	20.6	32.7
11	1.20	2.71	8.80	32	29.8	23.2	35.5
12	1.43	2.97	9.29	33	34.8	26.1	38.7
13	1.69	3.26	9.80	34	40.9	29.4	42.2
14	1.99	3.59	10.4	35	48.0	33.3	46.1
15	2.33	94	11.0	36	56.6	37.8	50.6
16	2.72	4.33	11.6	37	67.0	42.9	55.7
17	3.14	4.77	12.3	38	79.5	48.9	61.4
18	3.69	5.2	13.1	39	94.7	56.0	67.9
19	4.29	5.80	13.9	40	113.0	64.2	75.4
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7.73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8.97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10.4	10.7	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12.0	11.8	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13.9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16.1	14.7	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18.8	16.4	27.9				

(Source : Calcul pratique des Fondations)

On peut également utiliser la solution classique de Prandtl (solution exacte) pour déterminer ces valeurs.

avec $\varphi' = 32$

$$\diamond N_q(\varphi') = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan(\varphi)}$$

$$N_q(\varphi') = 23$$

$$\diamond N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi)}$$

$$N_c = 35$$

$$\diamond N_y(\varphi') = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$$

$$N_y(\varphi') = 26$$

✚ Influence de l'excentrement e d'une charge vertical.

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B, on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur B par la largeur réduite ou effective

$$B' = B - 2e$$

$$B' = 3,3 - 2 \times 0,4$$

$$B' = 2,2m$$

✚ Coefficient de forme

Les coefficients multiplicatifs s_γ ; s_c et s_q Prennent en compte de la forme de la semelle de la fondation, les valeurs sont données par le tableau suivant :

Tableau 17 : Coefficients de forme, valeur de terzaghi (condition drainée et non drainée)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi$

(Source : Calcul pratique des Fondations, Page 14)

$$\diamond s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{2,2}{13}$$

$$s_\gamma = 0,95$$

$$\diamond s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin(\varphi)$$

$$s_q = 1 + \frac{2,2}{13} \times \sin(32)$$

$$s_q = 1,08$$

$$\diamond s_c = \frac{s_q \times N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_c = \frac{1,08 \times 23 - 1}{23 - 1}$$

$$s_c = 1,08$$

$$AN : q_l = \frac{1}{2} \times 2,2 \times 1,44 \times 26 \times 0,95 + 30 \times 1,08 \times 35 + (12,6 + 1,44 \times 0,6) \times 1,08 \times 23$$

$$q_t = 382,7 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 18 : Récapitulatif de tous les résultats

Sondage	profondeur initiale (m)	profondeur finale (m)	épaisseur des couches	dry density γ_h	Angle PHI(°)	Cu	Nq	Nc	Ny	q	s_γ	s_q	s_c	PI (kN/m ²)	décente de charge sur la fondation kN/ml	
BH4	0	0,6	0,6	1,44	32	0,03	23,1	35,3	27,6	12,6	0,95	1,09	1,09	382,801	438,23	non vérifiée
	0,6	2,2	1,6	2,11	27,7	0,04	14,2	25,1	13,8	33,6	0,95	1,09	1,09	574,43	438,23	vérifiée
	2,2	4,5	2,3	1,45	26,13	0,03	12	22,4	10,8	48,3	0,95	1,14	1,14	708,47	438,23	vérifiée
	4,5	6	1,5	1,177	37,43	0,06	45,1	57,7	67,5	31,5	0,95	0,96	0,96	1477,30	438,23	vérifiée
	6	11	5	2,1	36,71	0,04	41,1	53,8	59,8	105	0,95	0,86	0,86	4142,75	438,23	vérifiée
BH5	0	9,4	9,4	/											438,23	
	9,4	9,9	0,5	1,45	27,03	0,04	13,2	23,9	12,4	10,5	0,95	1,16	1,16	181,18	438,23	non vérifiée
	9,9	14,9	5	1,85	37,43	0,06	45,1	57,7	67,5	105	0,95	0,96	0,96	4975,03	438,23	vérifiée
	14,9	16	1,1	2,21	32,13	0,07	23,4	35,7	28,1	23,1	0,95	1,11	1,11	666,42	438,23	vérifiée

Les résultats des essais BH2 semblent donner plus des valeurs convaincantes. En se basant sur ces résultats, la fondation du mur sera vérifiée avec la portance $q_l = 574,43 \text{ kN/m}^2$ et aura une hauteur d'encastrement $D = 1,6\text{m}$.

4. Détermination du P_{ic} pour la fondation du mur

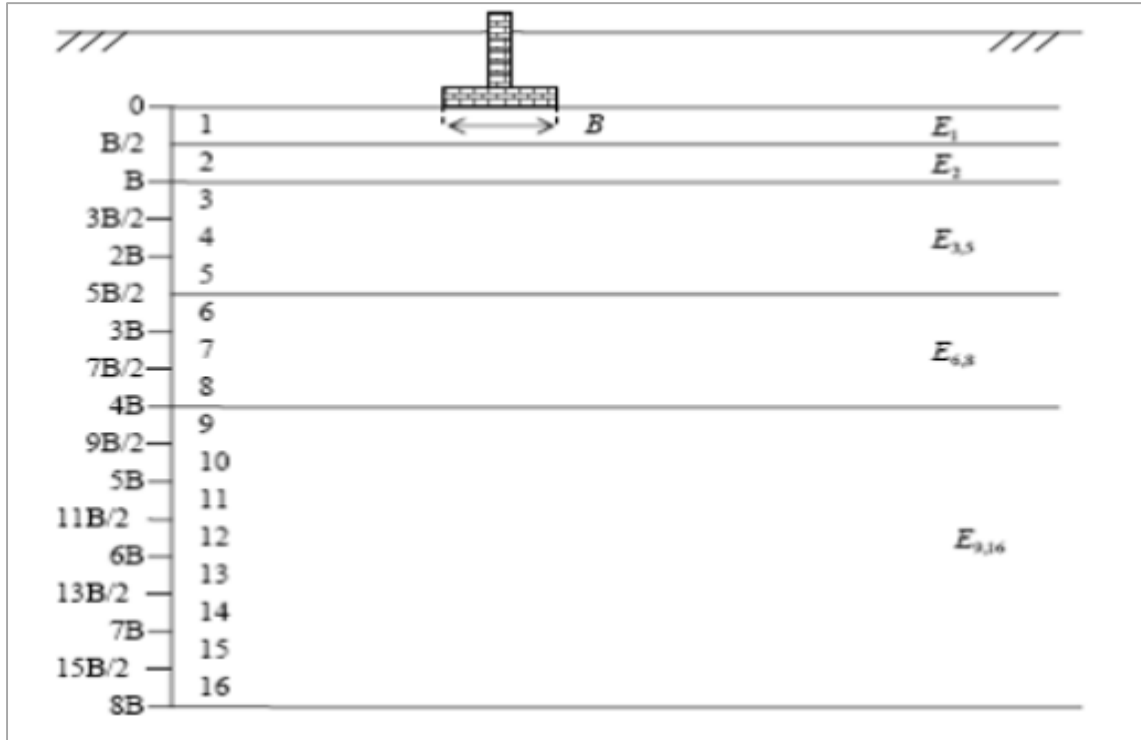


Figure 22 : Modules préssiométrique à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation
(Source : Fascicule 62 Titre 5)

$$B = 3,3\text{m} \quad \text{et} \quad B_0 = 0,7\text{m}$$

Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$.

Le calcul des modules E_c et E_d se fait de la manière suivante : E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation : $E_c = E_1$

E_d est obtenu par l'expression suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \times E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \times E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \times E_{9,16}}$$

Si les valeurs de E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d sera calculé comme suit

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \times E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \times E_{6,8}}$$

Où E_i , j est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur i

$B/2$ à la profondeur $j B/2$

$$E_1 = \text{calculé à } \frac{B}{2} = 1,65 \text{ m}; E_1 = 14,9 + (1,65 - 1)(4,7 - 14,9); E_1 = \mathbf{8,27 \text{ MPa}};$$

$$E_2 = \text{calculé à } \frac{2B}{2} = 3,3 \text{ m}; E_2 = 3,3 + (3,3 - 3)(25,3 - 3,3); E_2 = \mathbf{9,9 \text{ MPa}};$$

$$E_3 = \text{calculé à } \frac{3B}{2} = 4,95 \text{ m}; E_3 = 25,3 + (4,95 - 4)(38,4 - 25,3); E_3 = \mathbf{37,74 \text{ MPa}};$$

$$E_4 = \text{calculé à } \frac{4B}{2} = 6,6 \text{ m}; E_4 = 16,2 + (6,6 - 6)(123,7 - 16,2); E_4 = \mathbf{80,7 \text{ MPa}};$$

$$E_5 = \text{calculé à } \frac{5B}{2} = 8,25 \text{ m}; E_5 = 38,9 + (8,25 - 8)(51,6 - 38,9); E_5 = \mathbf{35,7 \text{ MPa}};$$

$$E_6 = \text{calculé à } \frac{6B}{2} = 9,9 \text{ m}; E_6 = 51,6 + (9,9 - 9)(90,8 - 51,6); E_6 = \mathbf{86,88 \text{ MPa}};$$

$$E_7 = \text{calculé à } \frac{7B}{2} = 11,55 \text{ m}; E_7 = 123,7 + (0,55)(156,1 - 123,7); E_7 = \mathbf{141,52 \text{ MPa}};$$

$$E_8 = \text{calculé à } \frac{8B}{2} = 13,2 \text{ m}; E_8 = 171,6 + (0,2)(179,9 - 171,6); E_8 = \mathbf{172,7 \text{ MPa}};$$

$$E_9 = \text{calculé à } \frac{9B}{2} = 14,85 \text{ m}; E_9 = 179,9 + (0,85)(154,8 - 179,9); E_9 = \mathbf{158,56 \text{ MPa}}.$$

$$\bullet \frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{37,74} + \frac{1}{80,7} + \frac{1}{35,7}$$

$$\mathbf{E_{3,5} = 44,77}$$

$$\bullet \frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{86,88} + \frac{1}{141,52} + \frac{1}{172,7}$$

$$\mathbf{E_{6,8} = 128,45}$$

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{8,27} + \frac{1}{0,85 \times 9,9} + \frac{1}{44,77} + \frac{1}{2,5 \times 128,45}$$

$$\mathbf{E_d = 13,58 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{E_1 = E_c = 8,27 \text{ MPa}}$$

- La contrainte ql

$$ql = q_0 + k_p \times ple^*$$

- ql = contrainte limite ultime ;
- q_0 = représente la pression verticale des terres calculée au niveau du centre géométrique de la semelle ;
- ple^* = la « pression limite nette équivalente » ;
- k_p = le facteur de portance ;
- La contrainte de calcul sera prise égale à $ql/2$.

- $q_0 = \gamma \times z$

$$q_0 = 17 \times 1,5$$

$$q_0 = 27 \text{ kN/m}^2$$

Si le terrain est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5B$ d'un même sol, ou de sols de même type et de caractéristiques comparables alors, on établit un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol $[D ; D + 1,5B]$ de la forme :

$$pl^*(z) = az + b$$

La pression limite équivalente est prise égale à :

- $ple^* = pl^*(z_e)$ avec $z_e = D + 2/3B$

$$ple^* = pl^*(Z_e) \quad \text{avec } Z_e = D + \frac{2}{3}B$$

$$Z_e = 1,5 + \frac{2}{3} \times 3,3$$

$$Z_e = 3,7 \text{ m}$$

$$pl^*(3,7) = 1,871 \text{ m}^2$$

D_e = distance d'encastrement.

$$D_e = \frac{1}{ple^*} \int_0^D pl(Z) dz$$

$$D_e = \frac{1}{1,87} (1,4 + 0,855)$$

$$D_e = 1,2 \text{ m}$$

$$K_p = 1 + 0,27 \left(0,6 + \frac{0,4 \times B}{L} \right) \left(\frac{D_e}{B} \right)$$

$$K_p = \left[1 + 0,27 \left(0,6 + \frac{0,4 \times 3,3}{17} \right) \left(\frac{1,2}{3,3} \right) \right]$$

$$K_p = 1,06$$

$$- \quad ql = 0,027MPa + 1,06 \times 1,87Mpa$$

$$ql = 2,021MPa = 2021,41kN/m^2$$

$$p_{cal} = \frac{1}{2}pl$$

$$p_{cal} = 1010,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{E}{ql} = \frac{8,27}{1,01} = 8,18 \text{ Inferieur a tous les valeurs de } \alpha \text{ donc } \alpha = \frac{2}{3} \text{ Roche très peu fracturée}$$

III. VERIFICATION DE LA RESISTANCE EXTERNE

1. Calcul statique

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

Tableau 33 : données

γ_{beton}	γ_{sable}	φ°	Ka	C
25 kN/m ³	18 kN/m ³	25	0,41	33 kN/m ²

❖ Calcul de la poussée

Nous allons utiliser la méthode de Rankine pour la détermination de poussée active

Calculs des forces de poussées active P_a selon Rankine

$$\sigma_a = \gamma \times z \times k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad \text{Avec} \quad k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) \quad k_a = 0,41$$

❖ Contrainte vertical σ_v

$$- \quad Z=5,5m \quad \sigma_{v1} = \gamma \times z = 18 \times 5,5$$

$$\sigma_v = 99 \text{ kN/ m}^2$$

$$- \quad Z=6m \quad \sigma_{v2} = \gamma \times z = 18 \times 0,5$$

$$\sigma_v = 9 \text{ kN/ m}^2$$

❖ **Contrainte horizontale σ_a**

$$\sigma_a = k_a \times \sigma_v'$$

Or tous en tous points $\sigma_v = \sigma_v'$

Donc on aura la σ_a a :

- $Z=0$ $\sigma_{a1} = q \times k_a = 0,41 \times 15$

$$\sigma_{a1} = 6,15 \text{ kN/ m}^2$$

- $Z=5,5\text{m}$ $\sigma_{a2} = \sigma_{a1} + (\sigma_{v1} \times k_a) = 6,15+103,95 \times 0,41$

$$\sigma_{a2} = 45,51 \text{ kN/ m}^2$$

- $Z=6\text{m}$ $\sigma_{a3} = \sigma_{a2} + (\sigma_{v2} \times k_a) = 48,77 + 9,45 \times 0,41$

$$\sigma_{a3} = 49,2 \text{ kN/ m}^2$$

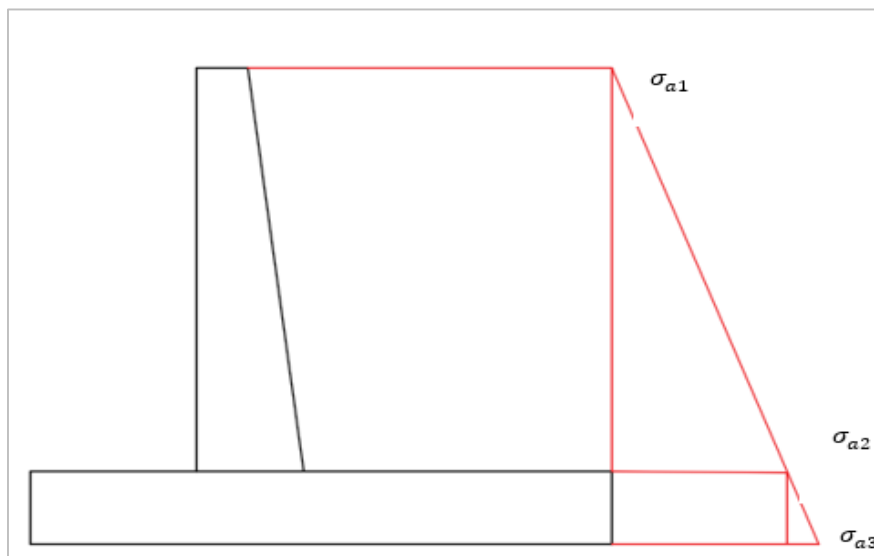


Figure 26 : Diagramme des contraintes

❖ **Calcul de la pousse active p_a**

$$p_1 = \sigma_{a1} \times Z = 6,15 \times 5,7$$

$$p_1 = 27,06 \text{ kN/ml}$$

$$p_2 = \left(\frac{\sigma_{a2} - \sigma_{a1}}{2} \right) \times Z = \frac{48,77 - 6,15}{2} \times 5,7$$

$$p_2 = 111,62 \text{ kN/ml}$$

$$p_3 = \left(\frac{\sigma_{a3} - \sigma_{a2}}{2} \right) \times Z = \left(\frac{52,64 - 48,76}{2} \right) \times 0,52$$

$$p_3 = 0,922 \text{ kN/ml}$$

$$p_4 = \left(\frac{\sigma_{a2} - \sigma_{a1}}{2} \right) \times Z = \frac{48,77 - 6,15}{2} \times 0,52$$

$$p_4 = 20,295 \text{ kN/ml}$$

$$\text{la forces motrices } P_a = \sum p_i = 181,97 \text{ kN/ml}$$

❖ Le point d'application de P_a

$$Z = \frac{\sum s_i \times z_{Gi}}{\sum s_i}$$

$$z_1 = \frac{5,5}{2} + 0,5 = 3,25 \text{ m}$$

$$z_2 = \frac{5,5}{3} + 0,5 = 2,33 \text{ m}$$

$$z_3 = \frac{0,5}{2} = 0,25 \text{ m}$$

$$z_4 = \frac{0,5}{3} = 0,17 \text{ m}$$

$$Z = \frac{459,64}{208,78}$$

$$Z = 2,2 \text{ m}$$

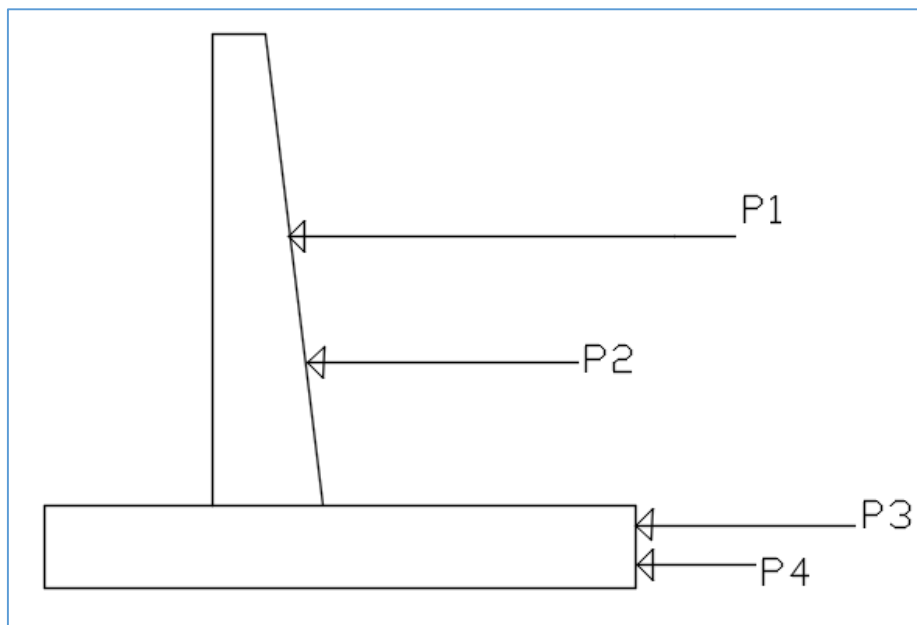


Figure 27 : Représentation des forces

2. Vérification au glissement

❖ Les forces stabilisantes

$$\sum F_V = WR + W + F_q \text{ Avec :}$$

- WT: Poids total
- W: La surcharge sur le talon de la semelle

- Fq La charge du remblai sur le talon de la semelle

$$WT = (0,25 \times 5,5 + \frac{(0,2 \times 5,5)}{2} + 3 \times 0,5) \times 25$$

$$WT = 92,81 \text{ kN}$$

$$Fq = 15 \times 2,25 \times 1 \text{ ml}$$

$$Fq = 33,75 \text{ kN}$$

$$W = 2,25 \times 5,5 \times 18$$

$$W = 222,75 \text{ kN}$$

$$\text{forces stabilisantes } \sum F_V = 349,31 \text{ kN}$$

❖ La force motrice $F_h = \sum P_{ai}$

$$p_{a1} = 27,06 \text{ kN/ml}$$

$$p_{a2} = 111,62 \text{ kN/ml}$$

$$p_{a3} = 0,922 \text{ kN/ml}$$

$$p_{a4} = 20,29 \text{ kN/ml}$$

$$F_h = 159,9 \text{ kN}$$

$$F_S = \frac{349,31 \times \tan(25)}{159,9}$$

$$F_S = 1,58 > 1,5 \text{ ok}$$

3. Vérification au renversement

❖ Les moments renversant

$$M_R = \left[27,06 \times \frac{5,5}{2} + 0,5 \right] + \left[111,62 \times \frac{5,7}{3} + 0,5 \right] + \left[20,29 \times \frac{0,52}{2} \right] + \left[0,922 \times \frac{0,52}{3} \right]$$

$$M_R = 560,03 \text{ kN.m}$$

❖ Les moments stabilisant

$$M_S = \left[41,25 \times \frac{0,25}{2} + 0,8 \right] + \left[20,625 \times \frac{2 \times 0,25}{3} + 0,8 \right] + \left[25,5 \times \frac{1,7}{2} + 0,8 + 0,5 \right] \\ + \left[168,3 \times \frac{1,7}{2} + 0,8 + 0,5 \right]$$

$$M_S = 664,01 \text{ kN.m}$$

$$F_S = \frac{666,01}{560,3}$$

$$F_S = 3,05 > 1,5 \text{ ok}$$

5. Vérification au poinçonnement

$$\diamond \sum M \text{ stabilisant} - \sum M \text{ renversant} = M_0$$

$$M_0 = 664,01 - 560,3$$

$$M_0 = 103,9 \text{ kN.m}$$

❖ Calculons l'excentricité de la force par apport au point o

$$d = \frac{M_0}{\sum F_V}$$

$$d = \frac{103,9}{349,31}$$

$$d = 0,29 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{3,2}{2} - 0,29$$

$$e = 1,36 \text{ m}$$

Répartition Trapézoïdal $0 < e < B/6$

$$\text{Avec } q_{adm} = 1477,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{349,31}{3,3} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,36}{3,3}\right)$$

$$\sigma_{max} = 367,59 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{349,31}{3,3} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,36}{3,3}\right)$$

$$\sigma_{min} = 155,89 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ref} = \frac{367,59 + 155,89}{4}$$

$$q_{ref} = 130 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ref} \leq q_{adm}$$

IV. CALCUL DE LA STABILITE INTERNE DU MUR

1. Section de calcul

❖ Hypothèse de calcul

- FP : Fissuration préjudiciable ;
- FeE500.

S1 : encastrement du voile sur la selle	section d'acier A1
S2 : Encastrement du patin sur le voile	section d'acier A2
S3 : Encastrement du talon sur le voile	section d'acier A3
S4 : Section du voile au tiers de sa hauteur	section d'acier A4

S5 : Section du voile à la moitié de sa hauteur section d'acier A5
S6 : Section du voile aux deux tiers de sa hauteur section d'acier A6

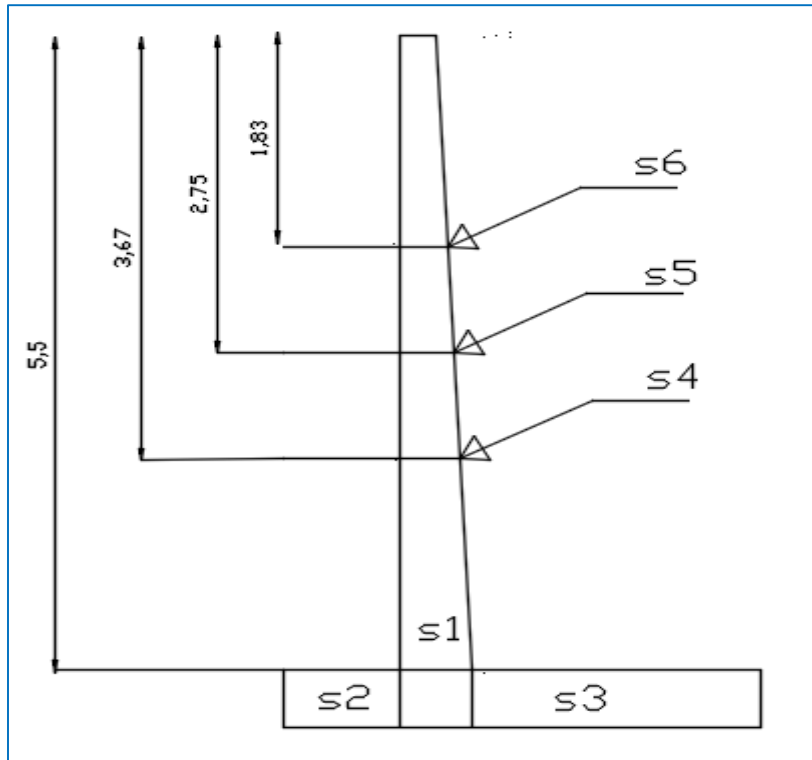
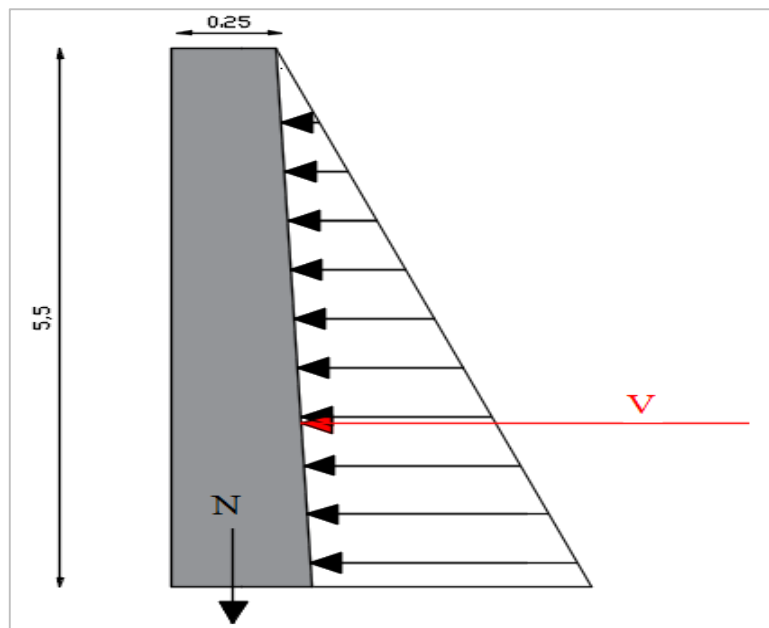


Figure 28 : diagrammes des sections

2. Détermination des armatures principales et secondaires

✚ Calcul du voile



- L'effort normal de N

$$N = N1 + N2$$

$$N = (0,25 \times 5,5 + \frac{1}{2} \times 0,25 \times 5,5) \times 25$$

$$N = \mathbf{51,56 \text{ kN/ml}}$$

- Force de la pousse V

$$V = \frac{1}{2} Ka \times \gamma \times Z^2$$

$$V = \frac{1}{2} \times 0,41 \times 18 \times 5,5^2$$

$$V = \mathbf{111,62 \text{ kN/ml}}$$

- Point d'application de V

$$Z_V = \frac{2}{3} \times Z$$

$$Z_V = \frac{2}{3} \times 5,5$$

$$Z_V = \mathbf{2,67}$$

- Moment de la pousse des terres

$$M_{GV} = V(Z - Z_V)$$

$$M_{GV} = 111,62(5,5 - 2,67)$$

$$M_{GV} = \mathbf{204,27 \text{ kN.m}}$$

- La charge Vq (surcharge)

$$Vq = q \times ka \times Z$$

$$Vq = 15 \times 0,41 \times 5,5$$

$$Vq = \mathbf{33,82 \text{ kN/ml}}$$

- Moment de la charge M_{vq}

$$M_{Vq} = \frac{1}{2} Z \times Vq$$

$$M_{Vq} = \frac{1}{2} \times 5,5 \times 33,82$$

$$M_{Vq} = \mathbf{93 \text{ kN.m}}$$

- L'excentricité e

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$
$$e = \frac{297,27}{51,56}$$
$$e = 5,7$$

L'excentricité étant grand, le calcul sera conduit en flexion simple.

- $A_2 = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}}$

$$Z = d \left(1 - \frac{1}{3} \alpha_{ser} \right)$$

$$\alpha_{ser} = \frac{n \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,06 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,06 \times 30$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

- $\alpha_{ser} = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 250}$

$$\alpha_{ser} = 0,47$$

$$Z = 0,9 \times 0,5 \left(1 - \frac{1}{3} \times 0,47 \right)$$

$$Z = 0,38$$

- $A_1 = \frac{297,27 \cdot 10^{-3}}{0,39 \times 250}$

$$A_1 = 30,5 \text{ cm}^2$$

- Choix d'armature

10HA20 soit 31,42 cm² avec espacement de 10 cm

Acier de répartition

$$A_h \geq 0,1 \times e_A$$

$$A_h \geq 0,1 \times 50$$

$$A_r = 5 \text{ m}^2$$

- Choix d'acier de répartition

5HA5 Soit 5,65 cm²

- Face avant
- Armature verticale

$$A_v \geq 0,1 \times e_A$$

$$A_v \geq 0,1 \times 50$$

$$A_v = 5 \text{ m}^2$$

- Choix armature

5HA12 soit 5,65cm²

- Armature horizontals

$$A_h \geq 0,075 \times e_A$$

$$A_h \geq 0,075 \times 50$$

$$A_h = 3.75 \text{ m}^2$$

Choix armature

5HA10 soit 3.93 cm²

Tableau 34 : Résumé des calculs

section	S1	S4	S5	S6
N (kN/ml)	51,56	30,74	21,66	13,27
pousse des terres v (kN/ml)	111,62	49,70	27,91	12,36
pousse des terres MGv (kN.m)	204,64	60,80	25,58	7,54
charge Vq (kN/ml)	33,83	22,57	16,91	11,25
Moment MGvq (kN.m)	93,02	41,42	23,25	10,30
MGV+MGvq (kN.m)	297,66	102,22	48,83	17,84
excentricité e	5,77	3,33	2,26	1,34
face terre AV (cm ²)	31,37	12,83	6,77	2,85
face terre (acier de répartition AH) Cm ²	5,00	4,20	3,80	3,30
Face avant armature de peau AV (cm ²)	5,00	4,20	3,80	3,30
Face avant armature de peau AH (cm ²)	3,75	3,15	2,85	2,48

Tableau 35 : Ferrailage du voile

section	S1		S4		S5		S6	
	section	choix d'armature	section	choix d'armature	section	choix d'armature	section	choix d'armature
face terre AV (cm2)	31,42	10HA20	15,39	10HA14	7,85	10HA10	5,03	10HA8
face terre (acier de répartition AH) Cm2	5,65	5HA12	4,52	4HA12	3,93	5HA10	3,93	5HA10
Face avant armature de peau AV (cm2)	5,65	5HA12	4,52	4HA12	3,93	5HA10	3,93	5HA10
Face avant armature de peau AH (cm2)	3,93	5HA10	3,93	5HA10	3,93	5HA10	3,93	5HA10

✚ Calcul de la Semelle

❖ Patin avant

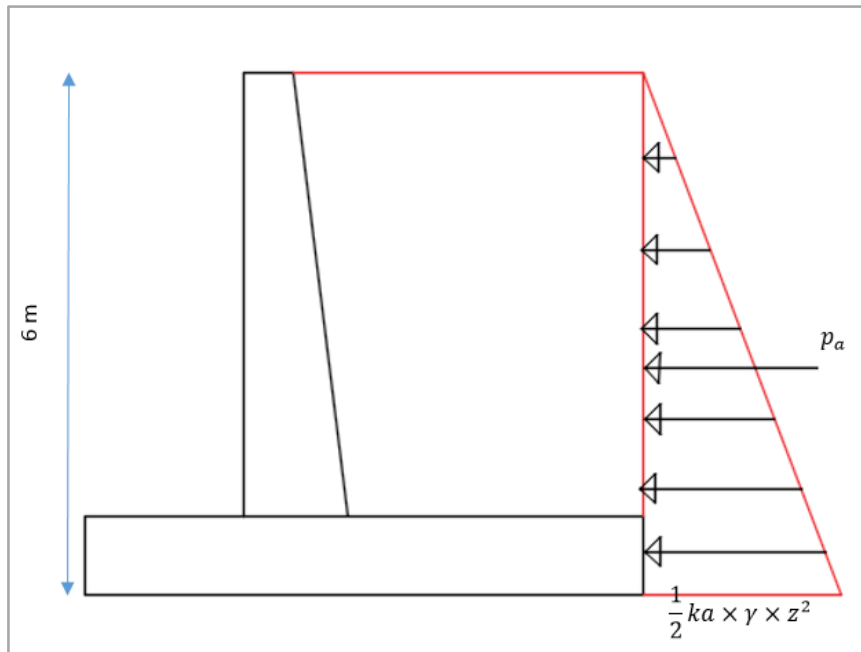


Figure 29 : Diagramme de la pousse active

- La Pousse Active

$$p_a = \frac{1}{2} \times 0,41 \times 18 \times 6^2$$

$$p_a = 132,84 \text{ kN/ml}$$

$$M_{p_a} = \frac{1}{3} \times 6 \times 132,84$$

$$M_{p_a} = 265,68 \text{ kN.m}$$

- Surcharge qh

$$qh = ka \times q \times Z$$

$$qh = 0,41 \times 15 \times 6$$

$$qh = 36,9 \text{ kN}$$

$$M_{q_h} = \frac{6}{2} \times 36,9$$

$$M_{q_h} = 110,7 \text{ kN.m}$$

- Force stabilisant $\sum F_V$

$$\sum F_V = (0,5 \times 3,3 \times 25) + (5,5 \times 0,25 \times 25) + \left(\frac{1}{3} \times 0,25 \times 5,5 \times 25\right) \\ + (5,5 \times 2,25 \times 25) + (5,5 \times 2,25 \times 18) + (15 \times 2,25) + (1 \times 0,8 \times 18)$$

$$\sum F_V = \mathbf{357,98 \text{ kN}}$$

- Le moment

$$\sum M_{Fv} = (41,25 \times 1,65) + (34,37 \times 0,925) + (11,46 \times 1,13) + (222,75 \times 2,175) \\ + (33,75 \times 2,175) + (14,4 \times 0,4)$$

$$\sum M_{Fv} = \mathbf{-676,45 \text{ kN.m}}$$

$\sum F_V$	357,98 kN
$\sum M_{Fv}$	-676,45 kN.m
$\sum Fh = pa + qA$	169,7 kN
$\sum M_{Fh} = M_{pa} + M_{qA}$	376,38 kN.m

- Moment stabilisant M_R

$$M_R = -676,45 + 376,38$$

$$M_R = \mathbf{-300,07 \text{ kN.m}}$$

- Excentricité e

$$e = \frac{M_R}{F_V}$$

$$e = -\frac{300,07}{357,98}$$

$$e = \mathbf{0,87}$$

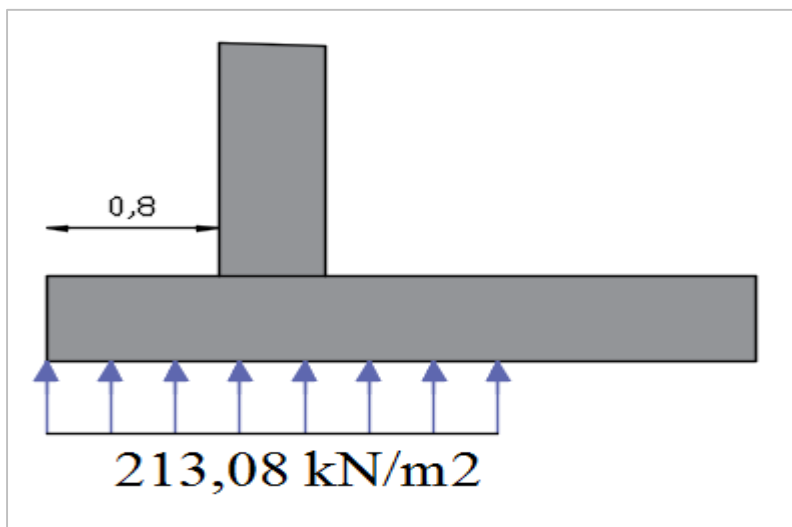
$$e \in \left[\frac{b}{3} ; \frac{2b}{3} \right] \rightarrow e \in [1,1 ; 2,2] \quad \text{Avec } b = 3,3\text{m}$$

- La contrainte équivalente σ

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{2e_A}$$

$$\sigma = \frac{357,98}{2 \times 0,84}$$

$$\sigma = 213,08 \text{ kN/m}^2$$



- Moment de la contrainte équivalente

$$M = 213,08 \times 0,8 \times \frac{0,8}{2}$$

$$M = 68,18 \text{ kN.m}$$

- $A_2 = \frac{M}{Z \times \gamma_{st}}$

$$FP : \gamma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{68,18 \cdot 10^{-3}}{0,38 \times 250}$$

$$A_2 = 7,17 \text{ cm}^2$$

- Choix d'acier

5HA14 soit 7,7 cm²

Avec $st = 25cm$

- Armature de répartition

$$A_r \geq 0,1 \times e_A$$

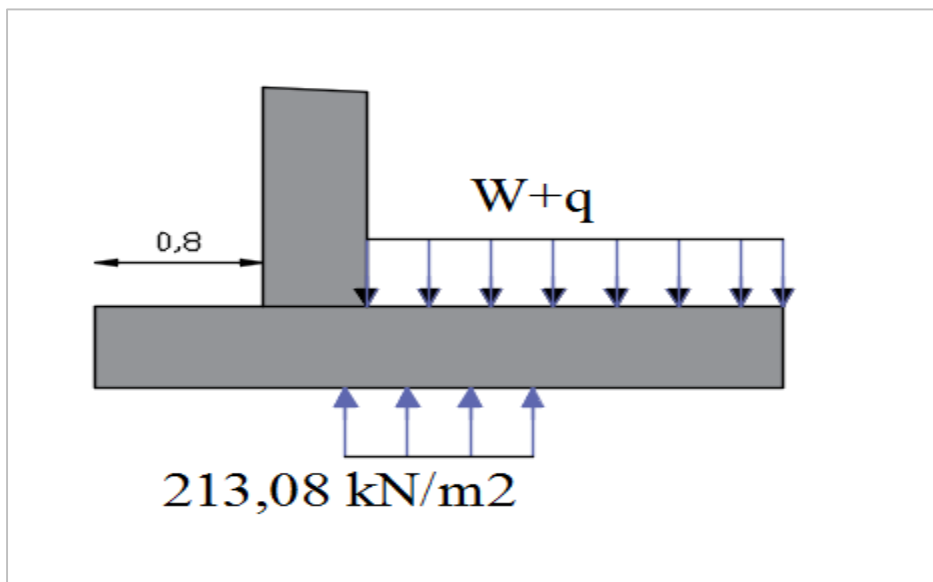
$$A_r \geq 0,1 \times 50$$

$$A_r = 5 m^2$$

Choix d'armature.

5HA12 soit 5.65 cm²

- ❖ Talon arrière



- Bilan de force F

$$F = q + w$$

$$q = 15 \text{ kN/m}^2$$

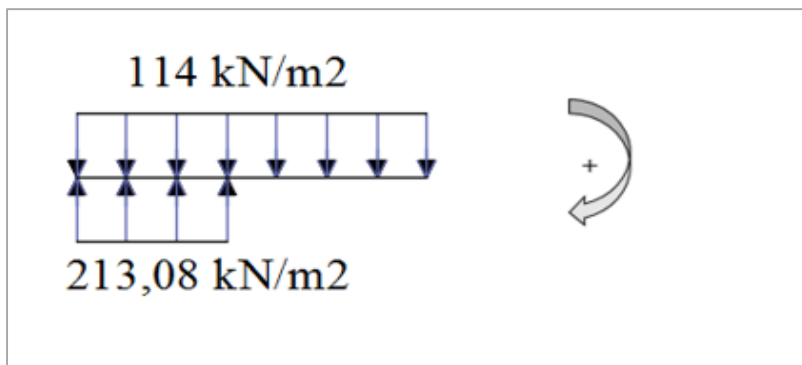
$$w = z \times \gamma$$

$$w = 5,5 \times 18$$

$$w = 99 \text{ kN/m}^2$$

$$F = 114 \text{ kN/m}^2$$

- Le moment



$$M_T = -213,08 \times \frac{0,84}{2} + 114 \times \frac{2}{2}$$

$$M_T = 24,204 \text{ kN.m}$$

- $A_3 = \frac{24,204 \cdot 10^{-3}}{0,38 \times 250}$

$$A_3 = 2,54 \text{ cm}^2$$

- Choix d'armature

3HA12 avec 3,39 cm²

St=20 cm

- Armature de répartition

$$A_r \geq 0,1 \times e_A$$

$$A_r \geq 0,1 \times 50$$

$$A_r = 5 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature.

5HA12 soit 5.65 cm²

Tableau 36 : section d'acier de la semelle

section	S2		S3	
	section (cm ²)	choix d'armature	section (cm ²)	choix d'armature
Armature principal	7,17	5HA14	2,54	3HA12
Armature de répartition	5,0	5HA12	5	5HA12

ANNEXE 4: CALCUL PAR LE LOGICIEL CYPE

Permet la vérification de la stabilité des murs de soutènement en béton armé.

Les stabilités à vérifier portant sur le glissement, le renversement et le poinçonnement du sol d'assise.

Les sections d'acier sont vérifiées suivant les règles BAEL 91.

1. Données générales

Cote du terrain naturel : 0.00 m

Hauteur du mur au-dessus du terrain naturel : 0.00 m

Arase : Avant

Longueur du mur en vue en plan : 10.00 m

Distance entre joints : 5.00 m

Type de fondation : Semelle filante

2. Géométrie

MUR

Hauteur : 5.50 m
Épaisseur supérieure : 25.0 cm
Épaisseur inférieure : 50.0 cm

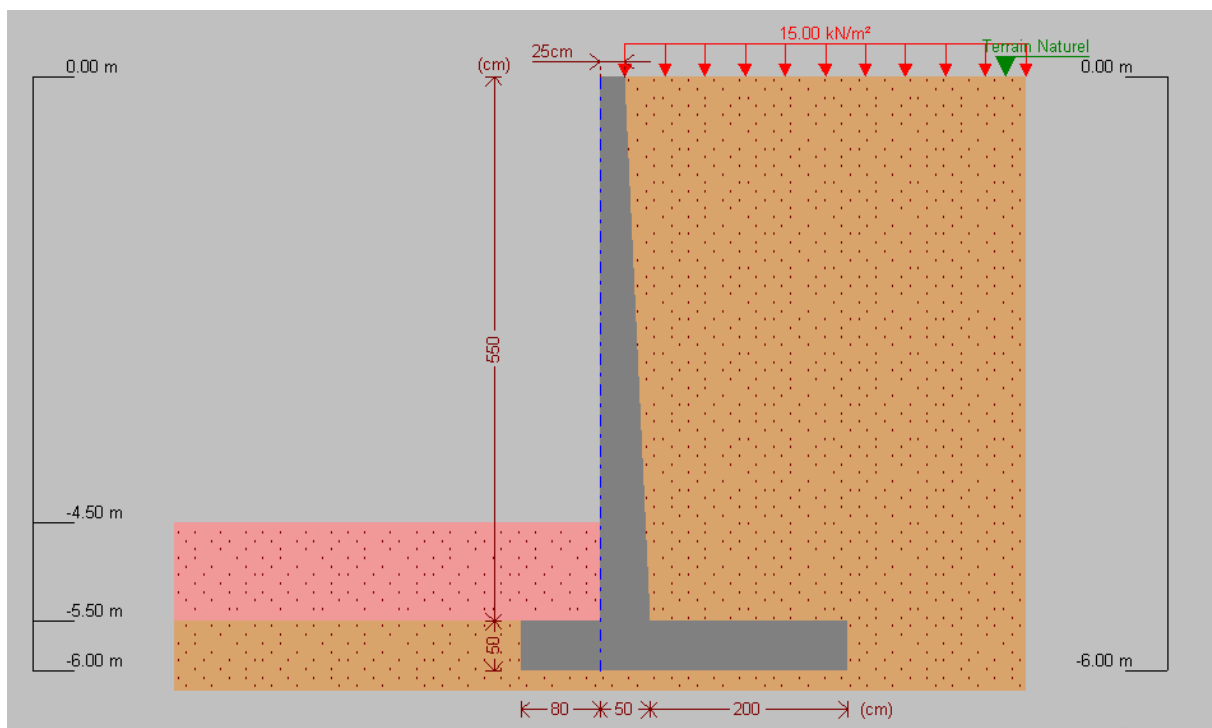
SEMELLE FILANTE

Avec patin et talon

Épaisseur/Hauteur : 50 cm

Débord avant / arrière : 80.0 / 200.0 cm

Béton de propreté : 10 cm



3. Description du ferrailage

COURONNEMENT				
Armature supérieure : 2HA16				
Ancrage avant / arrière : 16 / 15 cm				
TRONÇONS				
Num.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	HA10e=15 Recouvrement : 0.3 m	HA12e=15	HA12e=20 Recouvrement : 0.55 m Renfort 1 : HA16 h=2.4 m	HA12e=15
SEMELLE SUPERFICIELLE				
Armature	Longitudinal	Transversal		
Supérieure	HA10e=25	HA16e=15 Longueur d'ancrage en prolongation : 60 cm		
Inférieure	HA10e=15	HA10e=15 Crosse avant / arrière : 11 / - cm		
Longueur d'ancrage courbe en amorce : 30 cm				

4. Vérification

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Mur)		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur : <i>Critère de CYPE</i>	Maximum : 900.7 kN/m Calculé : 125.2 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon : <i>Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement : Guide de conception générale"</i>	Minimum : 15 cm Calculé : 25 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales : <i>BAEL-91, Article A.7.2, 5</i>	Minimum : 4.5 cm	
- Arrière :	Calculé : 13.8 cm	Vérifiée
- Avant :	Calculé : 13.8 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales : <i>BAEL-91, Article A.4.5, 33</i>	Maximum : 25 cm	
- Arrière :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Avant :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face : <i>BAEL-91, Article SETRA 3.4.3</i>	Minimum : 0.0015	
- Arrière (-5.50 m) :	Calculé : 0.0015	Vérifiée
- Avant (-5.50 m) :	Calculé : 0.0015	Vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face : <i>Article A.8.2, 41 de la norme BAEL-91</i>	Calculé : 0.0015	
- Arrière :	Minimum : 0.00078	Vérifiée
- Avant :	Minimum : 0.00026	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue : <i>BAEL-91, Article B.6.4</i>	Minimum : 0.001	
- Arrière (-5.50 m) :	Calculé : 0.00314	Vérifiée

- Arrière (-3.10 m) :	Calculé : 0.00144	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue : <i>BAEL-91, Article A.4.2, 1</i>	Minimum : 0.00096	
- Arrière (-5.50 m) :	Calculé : 0.00314	Vérifiée
- Arrière (-3.10 m) :	Calculé : 0.00144	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée : <i>Article A.8.1, 21 de la norme BAEL-91</i>	Minimum : 0.001	
- Avant (-5.50 m) :	Calculé : 0.00104	Vérifiée
- Avant (-3.10 m) :	Calculé : 0.00133	Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée : <i>BAEL-91, Article A.8.1, 21</i>	Minimum : 4 cm ² /m	
- Avant (-5.50 m) :	Calculé : 5.23 cm ² /m	Vérifiée
- Avant (-3.10 m) :	Calculé : 5.23 cm ² /m	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total : <i>Article A.8.1, 21 de la norme BAEL-91</i>	Maximum : 0.05	
- (0.00 m) :	Calculé : 0.00435	Vérifiée
- (-3.10 m) :	Calculé : 0.00535	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales : <i>BAEL-91, Article A.7.2, 5</i>	Minimum : 3 cm	
- Arrière :	Calculé : 8 cm	Vérifiée
- Avant :	Calculé : 13 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres : <i>BAEL-91, Article A.4.5, 33</i>	Maximum : 25 cm	
- Armature verticale Arrière :	Calculé : 20 cm	Vérifiée
- Armature verticale Avant :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales : <i>BAEL-91, Article A.4.5, 3</i>	Minimum : 0.6 cm Calculé : 1.2 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales : <i>BAEL-91, Article A.4.5, 3</i>	Minimum : 0.6 cm Calculé : 1 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée : <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant : <i>BAEL-91, Article A.5.2, 2</i>	Maximum : 517.7 kN/m Calculé : 108.1 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres : <i>BAEL-91, Article A.4.5, 3</i>	Maximum : 250 MPa Calculé : 245.948 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement : <i>BAEL-91, Article A.6.1, 2</i>		
- Base arrière :	Minimum : 0.52 m Calculé : 0.55 m	Vérifiée
- Base avant :	Minimum : 0.26 m Calculé : 0.3 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement :		

<i>Critère de CYPE</i>		
- Arrière :	Minimum : 15 cm Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Avant :	Minimum : 0 cm Calculé : 16 cm	Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement :	Minimum : 4 cm ² Calculé : 4 cm ²	Vérifiée
<i>Critère de CYPE</i>		
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle :		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière : -5.50 m		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant : -5.50 m		
- Section critique en flexion composée : Cote : -3.70 m, Md : 92.30 kN·m/m, Nd: 33.21 kN/m, Vd: 63.61 kN/m, Contrainte maximale de l'acier: 428.445 MPa		
- Section critique sous effort tranchant : Cote : -5.06 m		
Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante): Bachir		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité : <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
- Coefficient de sécurité au renversement :	Minimum : 1.8 Calculé : 2.81	Vérifiée
- Coefficient de sécurité au glissement :	Minimum : 1.5 Calculé : 2.16	Vérifiée
Épaisseur minimale :		
- Semelle superficielle : <i>Critère de CYPE</i>	Minimum : 15 cm Calculé : 50 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol : <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
- Contrainte moyenne :	Maximum : 0.2 Mpa Calculé : 0.1022 Mpa	Vérifiée
- Contrainte maximale :	Maximum : 0.25 Mpa Calculé : 0.1755 Mpa	Vérifiée
Flexion dans la semelle : <i>Vérification basée sur des critères résistants</i>		
- Armature sup. arrière :	Minimum : 11.36 cm ² /m Calculé : 13.4 cm ² /m	Vérifiée
- Armature inf. arrière :	Minimum : 0 cm ² /m Calculé : 5.23 cm ² /m	Vérifiée
- Armature inf. avant :	Minimum : 3.8 cm ² /m Calculé : 5.23 cm ² /m	Vérifiée
Effort tranchant : <i>BAEL-91, Article A.5.2, 2</i>		
- Arrière :	Maximum : 525 kN/m Calculé : 139.2 kN/m	Vérifiée
- Avant :	Calculé : 66.7 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage : <i>BAEL-91, Article A.6.1, 2</i>		

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante): Bachir		
Vérification	Valeurs	État
- Attentes arrière :	Minimum : 39.5 cm Calculé : 43 cm	Vérifiée
- Attentes avant :	Minimum : 10 cm Calculé : 43 cm	Vérifiée
- Armature inf. arrière (Crosse) :	Minimum : 0 cm Calculé : 0 cm	Vérifiée
- Armature inf. avant (Crosse) :	Minimum : 11 cm Calculé : 11 cm	Vérifiée
- Armature sup. arrière (Crosse) :	Minimum : 0 cm Calculé : 0 cm	Vérifiée
- Armature sup. avant :	Minimum : 59.8 cm Calculé : 60 cm	Vérifiée
Enrobage :		
- Inférieure : <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i>	Minimum : 4 cm Calculé : 5 cm	Vérifiée
- Latéral : <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1, 3</i>	Minimum : 5 cm Calculé : 7 cm	Vérifiée
- Supérieure : <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i>	Minimum : 4 cm Calculé : 5 cm	Vérifiée
Diamètre minimum : <i>Critère de CYPE</i>	Minimum : Ø10	
- Armature transversale inférieure :	Calculé : HA10	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure :	Calculé : HA10	Vérifiée
- Armature transversale supérieure :	Calculé : HA16	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure :	Calculé : HA10	Vérifiée
Séparation maximale entre barres : <i>BAEL-91, Article A.4.5, 33</i>	Maximum : 25 cm	
- Armature transversale inférieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure :	Calculé : 25 cm	Vérifiée
Séparation minimale entre barres : <i>Critère de CYPE</i>	Minimum : 10 cm	
- Armature transversale inférieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure :	Calculé : 25 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum :		
- Armature longitudinale inférieure : <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum : 0.001 Calculé : 0.00104	Vérifiée

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante): Bachir		
Vérification	Valeurs	État
- Armature longitudinale supérieure : <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum : 0.0005 Calculé : 0.00062	Vérifiée
- Armature transversale inférieure : <i>Critère de CYPE</i>	Minimum : 0.001 Calculé : 0.00104	Vérifiée
- Armature transversale supérieure : <i>Critère de CYPE</i>	Minimum : 0.001 Calculé : 0.00268	Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal :		
- Armature longitudinale inférieure : <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum : 0.00026 Calculé : 0.00104	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure : <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum : 0.00067 Calculé : 0.00087	Vérifiée
- Armature transversale inférieure : <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Minimum : 0.00091 Calculé : 0.00104	Vérifiée
- Armature transversale supérieure : <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Minimum : 0.00096 Calculé : 0.00268	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle :		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière : 203.85 kN·m		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'avant : 70.23 kN·m		

ANNEXE 5: LES PLANS