



**HAL**  
open science

## Soutènements et fondations d'une tour reposante sur un sol médiocre

Aline Bechaalany

► **To cite this version:**

Aline Bechaalany. Soutènements et fondations d'une tour reposante sur un sol médiocre . Structures. 2015. dumas-01664693

**HAL Id: dumas-01664693**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01664693>**

Submitted on 15 Dec 2017

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



**CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET DES MÉTIERS  
LIBAN**

**MÉMOIRE**

Présenté en vue d'obtenir le  
**DIPLÔME D'INGÉNIEUR CNAM**

**SPÉCIALITÉ : CONSTRUCTIONS CIVILES  
OPTION : GÉNIE CIVIL**

Par

**BECHAALANY Aline**

**400 bek**

**SOUTÈNEMENTS ET FONDATIONS D'UNE TOUR REPOSANTE SUR  
UN SOL MÉDIOCRE**

**Soutenu le 28 Novembre 2015**

**JURY**

Président : M. GUILLEMARD Francis – CNAM Paris

Tuteur : M. ASSAF Rawad

Membres : M. EL RASSI Marwan – Chef de département civil – CNAM Liban

M. HACHEM Elias – Directeur de l'ISAE – CNAM Liban

M. LARBI Walid – Maître de conférences – CNAM Paris

## REMERCIEMENTS

Arrivé au bout de ce travail, je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui m'ont permis de le mener à terme. En particulier,

M. Rawad Assaf, mon directeur de projet et professeur au CNAM, pour son aide, ses conseils et sa disponibilité pour la réalisation de ce travail, ainsi que M. Francis Guillemard, responsable de la chaire de génie civil au CNAM.

M. Marwan El Rassi, chef de département de génie civil et professeur au CNAM, pour son assistance et son aide durant toutes les années précédentes, ainsi que M. Elias Hachem directeur du CNAM - LIBAN

M. Elie Safi, ingénieur au bureau « Toufic El-Khoury », pour son assistance et sa disponibilité, pour les documents qu'il a mis à ma disposition, et pour son soutien tout au long de ce projet.

En plus, je remercie l'équipe des ingénieures pour leur engagement, leurs disponibilités et leurs idées pendant la réalisation de ce travail, qui m'ont permis d'avoir une expérience aussi riche que possible.

Enfin, un remerciement à tous ceux qui, de près ou de loin, ont su mettre à profit leur contribution pour l'atteinte des objectifs. Mes derniers remerciements iront vers mes parents, qui m'ont supporté tout au long des années universitaires.

## PROBLÉMATIQUE

Pour le choix et la conception des fondations, l'ingénieur doit pouvoir prédire la performance et le comportement du sol de fondation quelle que soit la charge imposée par la structure, il doit traiter aussi d'autres problèmes connexes, tels que la stabilité des pentes naturelles ou excavées, la stabilité des structures permanentes ou temporaires qui servent à retenir le sol ainsi que les problèmes de construction, le contrôle du mouvement et de la pression de l'eau. Donc, la fondation doit non seulement supporter de façon sécuritaire la charge statique imposée par la structure, mais aussi offrir une résistance appropriée aux surcharges dynamiques produites par les explosions et les tremblements de terre.

Alors, l'énumération des principaux problèmes auxquels le géotechnicien doit faire face permet de se rendre compte de la grande étendue du domaine et aussi de son importance dans la conception et dans la réalisation de structure de tout genre.

D'où le présent projet de mémoire propose la construction d'une tour sur un sol en présence d'une nappe phréatique, et comme l'eau constitue un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques, et sachant qu'il a un impact direct sur le comportement des sols, en particulier sur les sols à grains fins. Donc la problématique qui se pose est la suivante :

***Quels sont les types de soutènements et de fondations applicables pour un sol de qualité médiocre, en présence d'une nappe phréatique et qui est fortement sollicité ?***

## RÉSUMÉ

Ce projet de mémoire consiste tout d'abord à reconnaître le sol en utilisant les différents moyens de reconnaissance, à présenter et étudier le risque de la liquéfaction des sols ainsi que les méthodes de traitement, les types d'écrans de soutènement, les méthodes de rabattement de la nappe phréatique et enfin les systèmes de fondation convenables, afin de vérifier la stabilité globale du système sol-structure lors de l'excavation et la construction de la fondation d'une tour composée de 20 étages avec 4 sous-sols qui doit être construite sur un sol médiocre, en présence d'une nappe phréatique.

Une étude de sol doit être faite afin de trouver la coupe géologique du terrain, cette étude a été réalisée par la description des différents essais de deux méthodes différentes : les méthodes géotechniques et les méthodes géophysiques. Ensuite les résultats de la méthode géotechnique ont été basés sur l'analyse d'un rapport de sol existant et l'observation de l'excavation à proximité. En ce qui concerne la méthode géophysique, les résultats ont été basés sur un projet d'identification de sol précédent attribuée par l'université de Notre – Dame – Louaizé, la méthode HVSR a été utilisée pour calculer la fréquence de résonance du sol qui a conduit à identifier la profondeur du substrat rocheux dans le terrain.

Ainsi, pour assurer la stabilité de l'excavation de 13m de profondeur, il a été constaté après la présentation des différentes techniques de soutènement que le système le plus convenable, réalisable et économique est constitué de pieux espacés avec des tirants d'ancrage et du béton projeté.

Ensuite, après avoir étudié les procédés de rabattement de la nappe phréatique disponibles au Liban, il a été constaté que la méthode la plus pratique pour ce projet est les épuisements, elle est composée de trois puits de pompage, sachant que l'eau va s'infiltrer du fond de la fouille d'où le système de soutènement servira comme une membrane de coupure étanche.

Enfin, le système de fondation nécessaire d'une tour reposante sur un sol en présence d'une nappe phréatique a été constaté d'être un radier.

Mots clés : reconnaissance des sols, charges élevées, nappe phréatique, pieux forés, tirants d'ancrage, rabattement de la nappe phréatique, radier.

## **ABSTRACT**

This thesis project consists firstly to make a soil investigation using different means of recognition of soil, to present and study the risk of soil liquefaction and treatment methods, designing shoring, dewatering and foundation in order to check the global stability of the soil-structure system during excavation and foundation construction, where a tower of 20 floors with 4 basements is to be built on a poor quality soil in presence of a water table.

A soil investigation should be made in order to come up with the geological section of the lot, this soil investigation was done by the description of the various tests in two different methods: geotechnical and geophysical. The geotechnical method was based on the analysis of an existing soil report and the observation of a nearby excavation. As for the geophysical method, the test was done by a previous soil project as assigned by NDU University, the Horizontal to Vertical Spectrum Ratio “HVSr” technique was used to derive the resonance frequency of the soil which led to identify the depth to the bed rock present in the lot.

In order to ensure the stability of the 13m deep excavation, it was found that the most economical and convenient shoring system consists of spaced piles with anchors and shotcrete.

After studying all the possible dewatering methods available in Lebanon, it was found that the most practical dewatering system for this project consists of 3 ditch open pumping, noting that the water will seep from the base of the excavation since the shoring system will serve as a cut-off membrane.

Finally, the foundation system required of a tower sitting on a soil in the presence of a water table was found to be a raft foundation.

Keywords: soil investigation, high loads, groundwater, drilled piles, anchors, dewatering, raft foundation

# TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	i
PROBLÉMATIQUE.....	iii
RÉSUMÉ .....	iv
ABSTRACT .....	v
TABLE DES MATIÈRES .....	vi
LISTE DES FIGURES.....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES ANNEXES.....	xvi
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE I. RECONNAISSANCE DU SOL .....	2
1. Généralités.....	2
2. Reconnaissances géotechniques .....	3
2.1 Méthodes de sondages par forages mécaniques et prélèvements .....	3
2.1.1 Les forages carottés.....	3
2.1.2 Les forages semi - destructifs.....	3
2.1.3 Les forages destructifs .....	3
2.2 Essais « in situ » .....	4
2.2.1 Essais au pénétromètre standard - SPT .....	4
2.2.2 Essais au pénétromètre dynamique .....	5
2.2.3 Essais au pénétromètre statique .....	5
2.2.4 Essais pressiométrique .....	6
2.3 Essais « en laboratoire» .....	7
2.3.1 Essais d'identification des sols .....	7
2.3.2 Essais de résistance du sol .....	8
2.3.3 Essais de compressibilité et de déformation des sols.....	8

2.3.4	Essais de compactage du sol .....	9
2.4	Essais « hydrauliques ».....	9
3.	Reconnaitances géophysiques .....	11
4.	Étude de cas.....	13
4.1	Résultats de la reconnaissance géotechnique .....	13
4.2	Résultats de la reconnaissance géophysique.....	17
CHAPITRE II. LIQUÉFACTION DES SOLS ET TRAITEMENT .....		20
1.	Généralités.....	20
2.	Définition du phénomène de la liquéfaction .....	20
3.	Aspects de la liquéfaction sismique .....	21
4.	Sols potentiellement liquéfiables.....	23
5.	Évaluation du potentiel de liquéfaction à partir des essais « in situ ».....	25
5.1	Vue générale de la méthode SEED et IDRISS .....	25
5.2	Étapes de calcul .....	26
6.	Techniques de traitement du sol.....	33
6.1	Techniques de densification .....	33
6.2	Différences entre compactage dynamique et vibro-compactage .....	33
6.3	Les méthodes d'amélioration du sol par vibrations profondes.....	35
6.4	Domaine d'application des deux méthodes et choix de la méthode à adaptée.....	38
7.	Étude de cas.....	39
CHAPITRE III. LES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT .....		41
1.	Généralités.....	41
2.	Les types d'écrans de soutènement .....	41
2.1	Soutènement par paroi moulée .....	41
2.2	Soutènement par rideaux de palplanches.....	44
2.3	Soutènement par pieux .....	45
2.4	Les systèmes d'appuis .....	47

2.4.1	Tirants d'ancrage.....	47
2.4.2	Les butons .....	49
3.	Les méthodes de calcul d'écrans de soutènement.....	50
3.1	Les méthodes classiques .....	50
3.2	La méthode du coefficient de réaction.....	52
3.3	La méthode des éléments finis.....	55
4.	Choix du type d'ouvrage de soutènement.....	57
5.	Étude de cas.....	59
5.1	Description du projet .....	59
5.2	Plan de la conception du système de soutènement .....	61
5.3	Conception préliminaire et détaillée : Section A-A adjacente à la route.....	62
5.3.1	La pression des terres .....	62
5.3.2	Analyse du calcul .....	64
5.3.3	La conception du tirant d'ancrage.....	66
5.3.4	Dimensionnement préliminaires des pieux forés .....	69
5.4	Application logicielle.....	70
5.4.1	Modèle sur PLAXIS V8.....	70
5.4.2	Modèle sur TALREN 4.....	75
5.5	Fin de la conception.....	76
5.6	Résumé des résultats.....	80
CHAPITRE IV. RABATTEMENT DE LA NAPPE PHRÉATIQUE .....		83
1.	Généralités.....	83
2.	Description des techniques de rabattement de la nappe phréatique .....	84
2.1	Les épuisements.....	84
2.2	Rabattement par pompages.....	85
3.	Le choix de la méthode de rabattement de la nappe phréatique.....	87
4.	Étude de cas.....	91

4.1	Situation du projet.....	91
4.2	La conception.....	91
4.2.1	La conductivité hydraulique du sol.....	92
4.2.2	Calcul du débit – Calcul manuel.....	94
4.3	Modèle sur Plaxis V8.....	95
4.3.1	Description des phases.....	95
4.3.2	La quantité du débit.....	96
4.3.3	Conception du système de pompage.....	97
4.3.4	Le soulèvement.....	98
CHAPITRE V. TYPES DE FONDATION.....		101
1.	Généralités.....	101
2.	Étude d'une fondation.....	101
3.	Différents types de fondations.....	103
3.1	Les fondations superficielles.....	103
3.2	Les fondations profondes.....	108
4.	Étude de cas.....	118
3.1	Pré-dimensionnement des radiers.....	118
5.	Étanchéité.....	122
5.1	Description des différents types de membrane d'étanchéité.....	122
5.2	Choix de la membrane d'étanchéité.....	124
5.3	Installation de la membrane d'étanchéité.....	125
5.4	Joint d'étanchéité « Water stop ».....	127
CONCLUSION.....		128
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		130
ANNEXES.....		132

## LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Essais au pénétromètre standard - SPT .....	4
Figure I-2 : Essais au pénétromètre dynamique et statique .....	5
Figure I-3 : Essais pressiométrique .....	6
Figure I-4 : Limite du terrain – Dbayeh 554 .....	13
Figure I-5 : Section géologique – Dbayeh 554 .....	16
Figure I-6 : Essai 2 fréquence maximale 2.6Hz .....	18
Figure I-7 : Essai 2 fréquence maximale 3.7Hz .....	18
Figure I-8 : Essai 3 fréquence maximale 3.0Hz .....	18
Figure I-9: Classification du site pour la réponse sismique du site – [Source ASCE 7-10] .....	19
Figure II-1 : Phénomène de liquéfaction .....	20
Figure II-2 : Aspect de la liquéfaction sismique .....	22
Figure II-3 : Méthode simplifiée de SEED et IDRISS .....	25
Figure II-4 : Schéma de la détermination de la contrainte maximale $\tau_{max}$ et du coefficient de réduction $r_d$ .....	26
Figure II-5 : Variation de $\Delta(N1)_{60}$ avec le contenu des fines .....	31
Figure II-6 : Compactage dynamique et vibrocompactage .....	34
Figure II-7 : Techniques de vibrations profondes .....	35
Figure II-8 : Phasage des travaux de la vibro-compactage .....	36
Figure II-9 : Réalisation des colonnes ballastées par voie humide .....	37
Figure II-10 : Domaine d'application des techniques d'amélioration du sol .....	38
Figure III-1 : Soutènement par paroi moulée .....	42
Figure III-2 : Soutènement par rideaux de palplanches .....	44
Figure III-3 : Soutènement par pieux espacés .....	45
Figure III-4 : Soutènement par pieux sécants .....	46
Figure III-5 : Les tirants d'ancrage .....	48
Figure III-6 : Butonnage .....	49

Figure III-7 : Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions (terrain frottant homogène).....	51
Figure III-8 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction .....	53
Figure III-9 : La pression des terres – Calcul manuel (m) .....	63
Figure III-10 : La pression latérale des terres .....	65
Figure III-11 : Longueur libre – Ancrage .....	68
Figure III-12 : Déplacement progressif – Excavation non renforcée – Section A-A .....	70
Figure III-13 : Points plastiques – Excavation non renforcée – Section A-A.....	71
Figure III-14 : Surface de rupture – Section A-A .....	71
Figure III-15 : La forme de la déformée – Section A-A .....	73
Figure III-16 : Surface de rupture – Excavation renforcée .....	73
Figure III-17 : Déflexion horizontale et verticale du pieu .....	74
Figure III-18 : Surface de rupture – Excavation renforcée .....	75
Figure III-19 : Résumé graphique + Facteur de sécurité – Méthode de Bishop .....	76
Figure III-20 : Moment de flexion maximal 274.36KN.m/m .....	78
Figure III-21 : Force axiale maximale 209.885 KN/m .....	78
Figure III-22 : Effort tranchant maximal -178.83 KN/m .....	78
Figure III-23 : Ferrailage d'un pieu .....	79
Figure IV-1 : Les épaissements .....	84
Figure IV-2 : Rabattement par puits filtrants .....	85
Figure IV-3 : Rabattement par pointes filtrantes .....	86
Figure IV-4 : Exemple d'épuisement.....	88
Figure IV-5 : Plaxis Phase 5 – Plateforme pour l'installation d'ancrage – 3ème rang.....	89
Figure IV-6 : Analyse granulométrique .....	92
Figure IV-7 : Épuisement de la surface .....	94
Figure IV-8 : Section D-D – Le rabattement .....	95
Figure IV-9 : Le niveau de la nappe phréatique après l'excavation .....	95

Figure IV-10 : Le champ d'écoulement à la dernière étape.....	96
Figure IV-11 : Décharge sur la largeur de la section $10.08\text{m}^3/\text{jour/m}$ .....	96
Figure IV-12 : Localisation des puits.....	97
Figure IV-13 : Section du puits de drainage.....	98
Figure IV-14 : Lignes équipotentiels.....	99
Figure IV-15 : Paramètres de l'équation de filtrage.....	100
Figure V-1 : Radier rigide.....	104
Figure V-2 : Radier flexible.....	105
Figure V-3 : Détails d'étanchéité.....	126
Figure V-4 : Joint d'étanchéité.....	127

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-I : Résultats des piézomètres .....	14
Tableau I-II : Propriétés géotechniques .....	15
Tableau I-III : Profondeur du substrat rocheux (m).....	19
Tableau-II-I : Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998).....	30
Tableau II-II : Facteurs de correction pour le passage de $(N1)_{60}$ à $(N1)_{60cs}$ .....	32
Tableau II-III : Caractéristiques du sol initial.....	39
Tableau II-IV : Données .....	39
Tableau II-V : Résultats .....	40
Tableau III-I : Propriétés géographiques .....	60
Tableau III-II : Description d'étape .....	72
Tableau III-III : Informations concernant les tirants d'ancrage.....	76
Tableau III-IV : Informations concernant les pieux.....	77
Tableau III-V : Section A-A/C-C informations concernant les tirants d'ancrage .....	80
Tableau III-VI : Section B-B informations concernant les tirants d'ancrage .....	80
Tableau III-VII : Informations concernant les pieux – toutes les sections .....	81
Tableau III-VIII : Conception des poutres.....	82
Tableau III-IX : Informations concernant les tirants d'ancrage .....	82
Tableau III-X : Informations concernant les pieux .....	82
Tableau III-XI : Informations concernant les tirants d'ancrage.....	169
Tableau IV-I : Critères de sélection des systèmes de rabattement par pompage [Powers 2002] .....	87
Tableau IV-II : Conditions favorables pour l'épuisement [Powers 2002].....	90
Tableau IV-III : Conductivité hydraulique des types de roches communes.....	93
Tableau IV-IV : Indices de perméabilité.....	94
Tableau V-I : Valeurs maximales du coefficient $\beta$ pour quelques pieux.....	112
Tableau V-II : Valeurs de $K$ et $\phi_a$ pour quelques pieux en fonction de $\phi$ .....	112

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

CBR: Essai CBR – California Bearing Ratio

CSR : Chargement sismique exprimé en termes de contrainte de cisaillement cyclique

CRR : Résistance à la liquéfaction des sols exprimés en termes de contrainte de cisaillement cyclique

SPT : Standard penetration test – essai au pénétromètre standard

$a_{\max}$  : Accélération horizontale maximale de la surface du sol

A : L'aire de l'élément paroi

$A_c$  : Section transversale du pieu

$A_s$  : Aire minimale de l'armature longitudinale

B : Largeur d'élément de la paroi (m)

c : Cohésion

C : Coefficient caractéristique de la forme de la cavité et du milieu

$C\sigma$  : Paramètre par le calcul de  $K\sigma$

$C_N$  : La correction de la contrainte de sols sus-jacents

$C_E$  : La correction du taux d'énergie de la masse

$C_B$  : La correction du diamètre du forage

$C_R$  : La correction de la longueur du train de tiges

$C_S$  : La correction du carottier avec ou sans revêtement

d : épaisseur équivalente de la paroi (m)

$D_r$  : Densité relative du sable

FC : Pourcentage en particules fines

FS : Facteur de sécurité

E : Module d'Young

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

$f_0$  : Fréquence maximale

$g$  : Accélération de la pesanteur

$h$  : Charge

$H$  : Profondeur du substrat rocheux

$I$  : Moment d'inertie de la section

$K$  : Perméabilité

$K_0$  : Coefficient de pression latérale des terres

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres, état actif

$K_p$  : Coefficient de butée des terres, état passif

$K_h$  : Coefficient de réaction

$K_\sigma$  : Facteur de correction des déblais

$K_\alpha$  : Facteur de correction de la contrainte statique de cisaillement

$l$  : Longueur

$L_L$  : Longueur libre

$L_S$  : Longueur de scellement

$m$  : Masse

$M$  : Magnitude

$M$  : Moment fléchissant

$M_{\max}$  : Moment maximale

MSF : Facteur de magnitude

$N$  : Nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT

$(N_1)_{60}$  : 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage

$P$  : Intensité du poids

$P_a$  : Pression atmosphérique,  $P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$

$Q$  : Débit ( $Q = kCh$ )

$r_d$  : Coefficient de réduction de contrainte liée à la flexibilité du sol

$T_S$  : Effort de traction de service

$V_s$  : Vitesse des ondes de cisaillement

$W_w$  : Poids d'eau

$W_d$  : Poids du sol sec

$W_{opt}$  : Teneur en eau optimal

$Z$  : Profondeur

$\gamma_d$  : Poids spécifique du sol sec

$\gamma_{dmax}$  : Poids volumique sèche optimal

$\gamma_{eau}$  : Poids volumique de l'eau

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique à saturation

$\gamma$  : Poids volumique apparent

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\tau$  : Résistance au cisaillement du sol ( $\tau = \sigma \tan\phi + c$  : critere de rupture de Mohr-coulomb)

$\tau_{max}$  : Force de cisaillement maximale à la base

$\tau_{cyc}$  : Contrainte cyclique due à la sollicitation cyclique

$\sigma$  : Contrainte normale

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible

$\sigma_v$  : La contrainte totale du sol à la profondeur h

$\sigma'_v$  : La contrainte effective du sol à la profondeur h

$\sigma_{vo}$  : Contrainte totale verticale

$\sigma'_{vo}$  : Contrainte verticale effective

$\delta_{max}$  : Déflexion

$\phi$  : Angle de frottement

$\Delta(N_1)_{60}$  : Variation de  $(N_1)$

## LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Rapport d’investigation du sol, forages .....	131
Annexe B – Calcul de la pression des terres.....	156
Annexe C – La conception du système de soutènement : Sections B-B et C-C.....	157
Annexe D – Limitation des flèches.....	172
Annexe E – Ferrailage des pieux forés .....	173
Annexe F – Ferrailage des poutres de couronnement et des poutres d’appuis.....	175
Annexe G – Fiche technique des pompes .....	179
Annexe H – Dessins du système de soutènement (Pieux espacés – Tirants d’ancrage – Poutres – Béton projeté) .....	181

## INTRODUCTION

Sachant que les études géotechniques ont pour objectifs de prévenir tous les risques du sol (chute de bloc, glissement de terrain, sismicité, remontée de nappe phréatique...) qui pourraient déstabiliser l'ouvrage et ceux environnants. Et puisque de nos jours la construction est déplacée vers la construction des tours afin de profiter du maximum d'espace possible pour des bâtiments commerciaux, résidentiels et de bureaux et sans prendre en considération la nature du sol supportant cette structure. D'où les règlements libanais de l'ordre des ingénieurs ont imposé la nécessité d'une étude géotechnique pour chaque site de construction pour avoir droit à un permis de construction. Pour cela, mon projet de mémoire va concentrer sur l'étude de soutènement des sols et des fondations, ainsi que sur l'étude et la présentation des méthodes de traitement des problèmes rencontrés tel que la présence d'une nappe phréatique et le risque de liquéfaction du sol, dans le but de garantir la stabilité du bâtiment à long terme.

Ce projet de mémoire traité présente une tour reposante sur un sol médiocre avec un niveau élevé de la nappe phréatique. D'où les principaux objectifs de ce projet consistent à sélectionner le type approprié de fondation qui peut supporter les charges transmises par la structure de la tour, le type d'écran de soutènement, la méthode de rabattement de la nappe phréatique ainsi que le traitement du sol convenable s'il y a risque de liquéfaction. Les recherches dans ce domaine se concentrent à trouver les techniques qui sont performantes, les plus rentables et ne causant pas des dommages aux bâtiments voisins existants.

Dans le premier chapitre de ce mémoire, nous présentons les méthodes de la reconnaissance des sols, les méthodes géotechniques et les méthodes géophysiques. Ensuite, la liquéfaction des sols et les méthodes de traitement sont traitées dans le deuxième chapitre.

Après dans le troisième chapitre, nous présentons les différents types d'écrans de soutènement et leur méthode de calcul ainsi que l'analyse et la conception du système choisi, suivi du quatrième chapitre qui présente les techniques de rabattement de la nappe phréatique ainsi que le choix et le calcul de la méthode la plus appropriée.

Enfin, le cinquième chapitre comprend l'analyse et la conception du système de fondation y inclus le système d'étanchéité convenable.

# CHAPITRE I. RECONNAISSANCE DU SOL

## 1. Généralités

La reconnaissance du sol est définie comme l'identification et la caractérisation des couches constituant le dépôt de sol supportant la structure à construire [1]. L'objectif de la reconnaissance des sols est de collecter les informations nécessaires pour pouvoir 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. Donc, à quels risques s'exposent les particuliers qui choisissent de construire sans réaliser l'étude de sol au préalable?

Les problèmes liés au sol portent généralement sur les points suivants :

- Les terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenue des parois des fouilles.
- L'hydrogéologie : influence de la nappe phréatique sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage et agressivité de l'eau vis – à – vis des bétons.
- Les fondations : définition des types de fondation à envisager et contraintes admissibles à retenir, évaluation des tassements prévisibles.
- L'incidence sur l'environnement : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liés aux travaux (rabattement de nappe, injection etc...).
- Les risques naturels : détection des cavités naturelles, stabilité générale du site, sismicité.

Alors, la reconnaissance des sols permet de comprendre les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction, et pour chaque problème on peut trouver le type d'essai le plus approprié. Ainsi, elle constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on propose de mettre en place. Donc, il y a deux catégories de moyens de reconnaissances, qui sont présentées et décrites de façon détaillée dans les paragraphes qui suivent :

- La reconnaissance géotechnique : sont les méthodes d'observation du terrain soit en place, soit à l'aide d'échantillons.
- La reconnaissance géophysique : sont les méthodes de mesure « in situ » basées sur la mesure des propriétés physiques, qui peuvent être mécanique, électrique, hydraulique etc... d'un terrain.

## **2. Reconnaissances géotechniques**

La reconnaissance géotechnique est une étude « in situ » et « en laboratoire » qui permet de définir les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Son but est de présenter les caractéristiques nécessaires pour les études et les travaux de fondations.

### **2.1 Méthodes de sondages par forages mécaniques et prélèvements**

La méthode de forage exécutée dans le sol dépend de la nature des formations géologiques, de l'hydrogéologie ainsi que du but recherché (mesure, prélèvement, équipement). Il existe trois grandes catégories de forages :

#### **2.1.1 Les forages carottés**

Le forage carotté permet d'obtenir un échantillon continu de sol faiblement ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. On distingue les carottiers rotatifs et les carottiers poinçonneurs, le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se réaliser soit par poinçonnement (percussion, battage ou pression), soit par rotation à l'aide d'un tube creux appelé carottier muni à sa base d'une couronne coupante, le fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue. Enfin, les échantillons de sols, appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leur identité, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés. [2]

#### **2.1.2 Les forages semi - destructifs**

Le terme semi-destructif est utilisé lorsque la nature des sols prélevés est identifiable sans équivoque, mais leur remaniement est tel que seul des essais d'identification sont envisageables. Ces sondages ne sont applicables qu'aux sols meubles. Il existe plusieurs techniques pour réaliser des forages semi-destructifs (tarière à main, puits à la pelle, tarière mécanique). [2]

#### **2.1.3 Les forages destructifs**

Le forage destructif consiste à désagréger le sol, soit en rotation simple soit en roto percussion à l'aide d'un outil adapté et à remonter vers la surface les débris appelés « cuttings » à l'aide d'un fluide (de l'air comprimé, de l'eau ou de la boue). Ce type de forage est rapide, peu cher et facile à mettre en œuvre. D'où, les sondages destructifs sont d'un usage très répandu pour la réalisation des essais géotechniques. [2]

## 2.2 Essais « in situ »

Il existe différents essais pour caractériser la nature d'un sol, mais les plus utilisés en pratique sont les suivants :

### 2.2.1 Essais au pénétromètre standard - SPT

C'est l'essai le plus utilisé en géotechnique afin de déterminer les propriétés des sols granulaires, il teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. Cet essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de dimensions normalisées, on compte le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur, une fois plein, le carottier est remonté à la surface et vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage (Figure I-1). L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. L'essai permet d'une part de tracer un profil de pénétration, et d'autre part de fournir des échantillons de sols remaniés sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau). Cet essai doit être utilisé avec prudence dans les sols cohérents.

D'où, cet essai permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part. Il permet principalement de déterminer :

- La compacité des sables et leur angle de frottement.
- La capacité portante des fondations.
- Le risque de liquéfaction. [3 et 4]

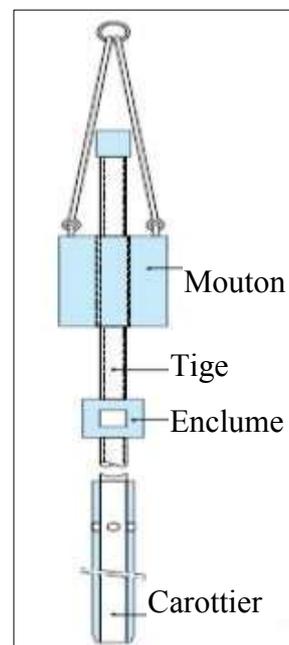


Figure I-1 : Essais au pénétromètre standard - SPT

### 2.2.2 Essais au pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans tous les sols fins et les sols grenus par battage et de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges (Figure I-2).

D'où, l'essai de pénétration dynamique est un essai permettant de fournir une caractéristique de résistance dynamique du sol, il permet d'apprécier :

- La succession de différentes couches de terrain.
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue. [3 et 4]

### 2.2.3 Essais au pénétromètre statique

L'essai de pénétration statique est une amélioration du pénétromètre dynamique, il consiste à enfoncer dans les sols fins et les sols grenus une pointe terminée par un cône comme indiqué dans la Figure I-2, à vitesse constante par pression à l'aide d'un vérin hydraulique au lieu de se faire par battage avec un mouton.

D'où, l'essai de pénétration statique permet d'apprécier :

- La succession de différentes couches de terrain.
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- Certaines caractéristiques des sols traversés.
- Le dimensionnement des fondations. [3 et 4]

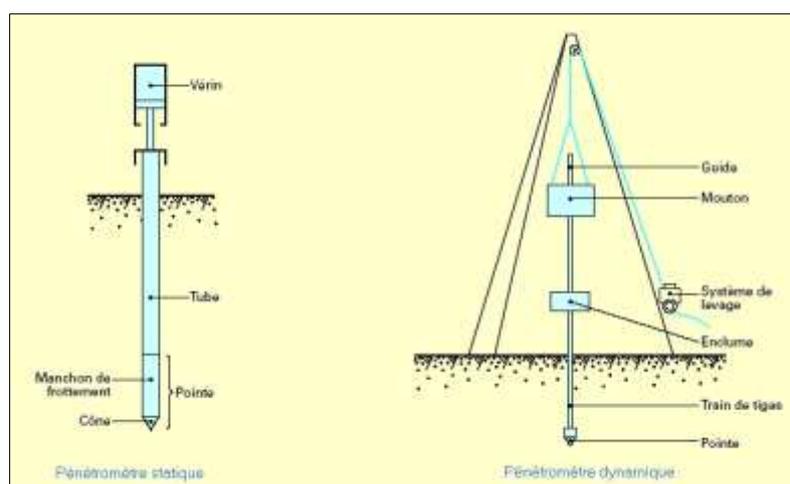


Figure I-2 : Essais au pénétromètre dynamique et statique

## 2.2.4 Essais pressiométrique

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, c'est un essai de chargement rapide du sol en place obtenu par expansion d'une cellule cylindrique placée dans le terrain, il consiste à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et ses variations volumiques (Figure I-3). L'analyse des résultats permet d'obtenir pour une couche donnée les caractéristiques mécaniques du sol et il permet de traiter des problèmes de stabilité de tous les types courants de fondations.

Cet essai pressiométrique permet :

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature.
- De définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de construction et d'orienter le choix des fondations d'ouvrages.
- De dimensionner les fondations. [4]

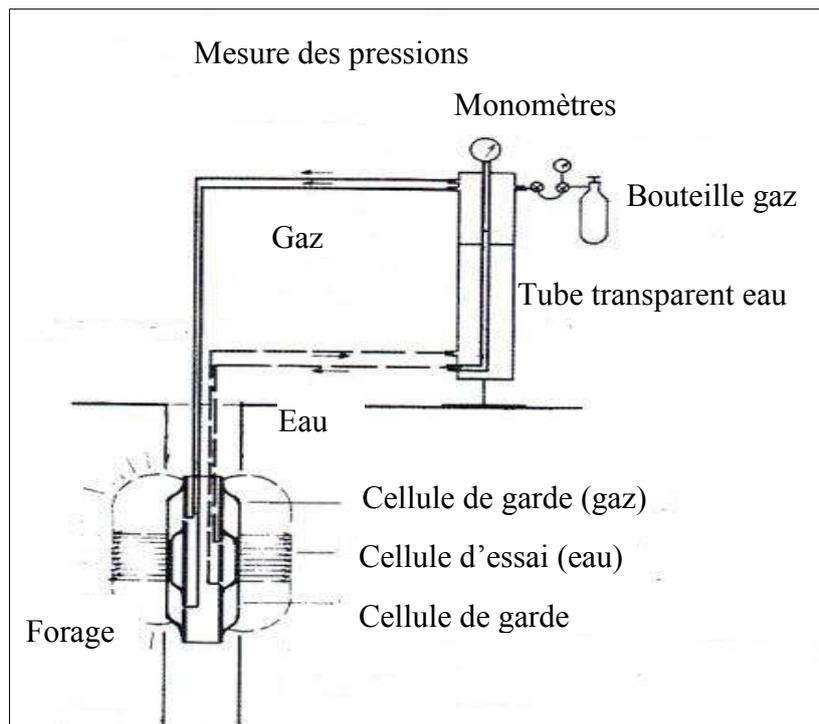


Figure I-3 : Essais pressiométrique

## 2.3 Essais « en laboratoire »

Les essais en laboratoire ont pour but d'apporter un complément d'informations sur les caractéristiques mécaniques des sols. Ils comprennent les essais suivants:

### 2.3.1 Essais d'identification des sols

Ces essais sont destinés à décrire et à identifier les sols, à les classer et à apprécier leur état :

- Teneur en eau : le but de cet essai est de déterminer la teneur en eau d'un sol. Elle est définie comme le rapport en % du poids d'eau  $W_w$  que le sol contient au poids  $W_d$  de ses éléments secs.
- Masse volumique apparente: cet essai permet de déterminer la masse volumique apparente totale d'un sol y compris le liquide ou le gaz qu'il contient.
- Analyse granulométrique : le but de cet essai est de déterminer le pourcentage massique des particules d'un sol en fonction de leurs dimensions. Dans le cas des sols grossiers on utilise le tamisage, procédé par lequel on fait vibrer un échantillon de sol sec à travers une série de tamis à mailles carrées dont les ouvertures vont en décroissant. Lorsqu'on connaît la masse totale de l'échantillon on peut déterminer par pesage le pourcentage relatif de particules recueillis sur chacun des tamis après le tamisage.
- Les limites d'Atterberg : ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Les limites de consistance comprennent la limite de liquidité, la limite de plasticité et la limite de retrait.
- Indice de densité d'un sol grenu : l'indice de densité situe l'indice des vides d'un échantillon de sol par rapport à des valeurs de référence déterminées par des essais de laboratoire normalisés. Il donne une indication sur l'état de compacité d'un sol grenu drainant.
- Classification géotechnique des sols : comme il existe un grand nombre de types de sol, il est nécessaire de décrire et de classer les sols dans des groupes qui définissent leurs caractéristiques géotechniques. Elle s'appuie essentiellement sur l'analyse granulométrique et sur les caractéristiques de plasticité de la fraction fine, complétées par des essais simples (couleur, odeur, effets de l'eau etc...).

- Essais chimiques sur les sols et l'eau souterraine : la présence de certains composants chimiques dans le sol peut être très importante pour la durabilité de l'ouvrage géotechnique. Les essais chimiques courants en laboratoire sont en général, la détermination de la teneur en matières organiques, la teneur en carbonates, la teneur en sulfates, la valeur du pH et la teneur en chlorures. Le but des essais chimiques est de classer les sols et d'évaluer les effets nuisibles du sol et de l'eau souterraine sur le béton, l'acier et le sol lui-même. [5,6 et 7]

### **2.3.2 Essais de résistance du sol**

Le but de ces essais est de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement drainé et/ou non drainé. Les deux essais les plus utilisés, cisaillement direct et essai triaxial, comportent deux phases, la première est l'application d'une contrainte de consolidation et la deuxième est l'application du cisaillement. Pendant l'une ou l'autre de ces deux phases on empêche tout drainage ou au contraire on laisse l'eau s'évacuer sans aucune pression (essai de cisaillement non drainés, essai de cisaillement consolidés non drainés, essai de cisaillement drainés).

Le critère de rupture le plus utilisé en mécanique des sols s'appelle le critère de rupture Mohr-Coulomb exprimé par l'équation :  $\tau = \sigma \tan\Phi + c$  où  $\tau$  est la résistance au cisaillement du sol. Le but des essais de cisaillement est de déterminer les valeurs de ces paramètres pour un sol donné selon la nature du problème à résoudre. Donc les essais souvent utilisés sont les suivants : essai de cisaillement direct, essais triaxiaux et essai de compression simple. [5,6 et 7]

### **2.3.3 Essais de compressibilité et de déformation des sols**

Pour évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol qui sont déterminées à l'aide de l'essai de compressibilité à l'œdomètre. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. [4]

### 2.3.4 Essais de compactage du sol

Le but des essais de compactage est d'étudier l'impact de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une charge de compactage déterminée. Un essai de compactage consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans un moule normalisé (CBR) et à mesurer le poids volumique sec obtenu. Il existe deux types d'essai d'usage courant : l'essai dit « Proctor normal » et l'essai dit « Proctor modifié », ces deux essais sont différents par l'énergie de compactage mise en œuvre. Pour un même sol, les essais Proctor donnent des couples de valeur « teneur en eau - poids volumique sec », la courbe passant par les points représentatifs présente un maximum dit « Optimum Proctor » normal ou modifié selon la nature de l'essai, ce maximum définit la teneur en eau  $W_{opt}$  et le poids volumique  $\gamma_{dmax}$ .

### 2.4 Essais « hydrauliques »

Parmi les constituants du sous-sol, l'eau est certainement l'élément à chercher le plus précocement, à détecter la présence et comprendre le comportement [9]. La meilleure manière de déterminer les caractéristiques hydrauliques des sols est évidemment l'utilisation des essais in situ, car le remaniement du sol est réduit au maximum, ces essais d'eau in situ sont de plusieurs sortes, et leur choix dépend du sol autant que de la nature du projet. Donc, la détermination précise du niveau de la nappe phréatique et des pressions interstitielles est importante pour le choix, la conception et la construction des fondations et des ouvrages souterrains.

On distingue deux types d'essai:

- L'essai ponctuel.
- L'essai de pompage. [8 et 9]

**L'essai ponctuel :** Les essais ponctuels sont « l'essai Lefranc » et « l'essai Lugeon ».

L'essai Lefranc est appliqué pour les formations meubles ou peu consolidés, il est habituellement exécuté en même temps que le sondage. Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau à débit constant  $Q$  dans une cavité, limitée par la paroi du sondage et à la partie supérieure par un bouchon étanche, ouverte dans le terrain (contenant une nappe) dont on peut connaître la perméabilité et mesurer la variation de charge et le débit correspondant. On crée ainsi une variation de charge  $h$  dans la cavité, lorsque l'état d'équilibre est atteint, on a la relation simple :  $Q = kCh$  ( $C$  est un coefficient qui dépend de la forme de la cavité).

Il faut réaliser de nombreux essais sur un site, on obtient ainsi la valeur moyenne de la perméabilité et une idée de l'hétérogénéité du site. Alors l'essai Lefranc est rapide à réaliser mais le volume de terrain intéressé par la mesure est faible.

L'essai Lugeon est appliqué dans les formations compactes et fissurées, il est effectué sous pression dans une tranche de forage limitée. Cet essai est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans une roche, il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression pendant un temps donné. Le principal avantage de cet essai est sa simplicité de mise en œuvre. L'essai Lugeon permet de mettre en évidence des hétérogénéités de perméabilité dans les matériaux rocheux, au lieu d'exprimer la perméabilité en mètres par seconde on l'exprime en unité Lugeon. [8]

**L'essai de pompage :** L'essai de pompage consiste à abaisser, à partir d'un puits la surface piézométrique de la nappe couvrant la surface dont on veut mesurer la perméabilité. Le pompage est réalisé à débit constant et l'évolution de la surface piézométrique de la nappe est suivie au moyen de piézomètres répartis aux alentours du puits. Le coefficient de perméabilité mesuré dans un tel essai est le coefficient de perméabilité « en grand » de la formation étudiée, une valeur dont la connaissance est essentielle pour résoudre un certain nombre de problèmes parmi lesquels : évaluation du débit drainé par une tranchée, dimensionnement d'un système de rabattement par puits etc... Donc, lorsque l'essai de pompage est possible, il est préférable à l'essai Lefranc, même s'il est plus coûteux mais les résultats obtenus sont plus sûrs. Cependant pour que l'interprétation soit correcte il est nécessaire de faire une étude géologique et hydrogéologique détaillée, sachant que les résultats de l'essai dépendent beaucoup des conditions de réalimentation de la nappe. [10]

### 3. Reconnaissances géophysiques

Les méthodes géophysiques sont utilisées pour compléter les études géotechniques, ce sont des méthodes de reconnaissance non destructives mises en œuvre à partir de la surface du sol dans le but de mesurer les valeurs et les variations de certains paramètres physiques tels que la résistivité électrique du sous-sol, l'intensité de la pesanteur et la célérité des ondes de compression. Elles permettent de déterminer la nature des couches profondes, d'apprécier l'hétérogénéité d'un site et de mettre en œuvre convenablement les sondages ou bien de traiter un problème comme la recherche des cavités. Alors, la géophysique exploite tous les principes de la physique en les appliquant au sous-sol, le choix de la méthode est selon la nature du sous-sol et les phénomènes qu'on cherche à caractériser. D'où les méthodes de reconnaissance sont les suivantes :

- Méthode de reconnaissance par résistivité.
- Méthode de reconnaissance par micro gravimétrie.
- Méthode de reconnaissance par sismique réfraction.

**La méthode de reconnaissance par résistivité :** Les différentes méthodes de ce type ont en commun d'analyser la résistivité apparente des sols, mesurée au moyen d'un système de quatre électrodes appelé dispositif quadripôle. Les méthodes électriques vont donc trouver leur application dans les opérations suivantes : la recherche des variations d'épaisseur ou de nature lithologique des formations superficielles, la mise en évidence d'anomalies naturelles ou artificielles et la détermination de niveaux aquifères. Le principal obstacle à l'utilisation des méthodes électriques réside dans les courants parasites induits par la présence de lignes électriques, câbles enterrés etc. Donc les sites urbains et industriels ne conviennent pas leur mise en œuvre.

**La méthode de reconnaissance par micro gravimétrie :** Cette méthode est adaptée à la recherche non destructive d'anomalies de densité dans les sous-sols tels que les cavités d'origine naturelle ou artificielle. L'ensemble des effets gravitationnels s'exprime dans la relation connue  $p = mg$ , où  $p$  est l'intensité du poids et  $g$  l'accélération de la pesanteur. Les variations de  $g$  à la surface de la terre sont liées aux effets gravitationnels et à la répartition des masses dans le sous-sol. Cela conduit à utiliser la micro gravimétrie, qui est l'étude des variations de  $g$ , pour détecter les anomalies de densité du sous-sol. En plus, la micro gravimétrie sert à optimiser la campagne de forages mécaniques en évitant de forer en aveugle, en réduisant de ce fait le nombre, le coût et la durée des forages.

**La méthode de reconnaissance par sismique réfraction :** Elle est basée sur l'étude de la propagation des ondes sismiques élastiques. L'objectif de cette méthode est de caractériser la nature et la structure de différentes couches du sous-sol dont on détermine ainsi l'état mécanique (altération, fissuration, fracturation), les épaisseurs et les vitesses de propagation des ondes, elles-mêmes reliées aux propriétés mécaniques du matériau.

La sismique de réfraction permet de déterminer les interfaces entre des formations dont les vitesses de propagation des ondes sont contrastées et croissantes avec la profondeur, elle donne également pour ces formations la vitesse de propagation des ondes longitudinales ainsi la sismique réfraction peut aussi être appliquée en milieu terrestre qu'en milieu aquatique. [11]

## 4. Étude de cas

### 4.1 Résultats de la reconnaissance géotechnique

Le projet étudié se trouve à Dbayeh, une ville littorale dans la région de « Metn ». La zone où se trouve ce projet est située à 1-10 mètres au-dessus du niveau de la mer, ce qui explique un niveau élevé de la nappe phréatique rencontré dans chaque fouille (Figure I-4). En plus, les couches du sol montrent un sol rouge essentiellement sableux et argileux, et à une certaine profondeur se trouve de la pierre calcaire de qualité médiocre.

Ainsi, de nombreux projets énormes ont été réalisés dans cette zone, toutes les excavations ont montrées le même aspect du comportement des sols où le comportement hydraulique était le principal souci.

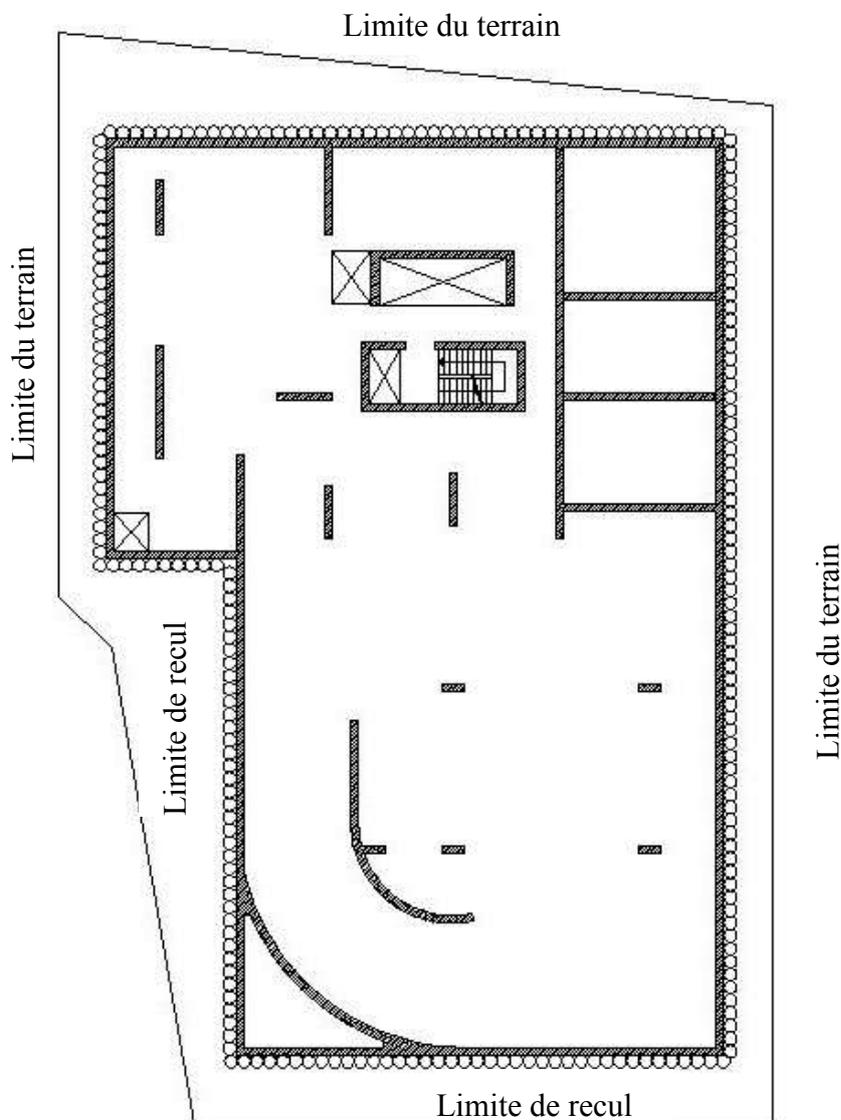


Figure I-4 : Limite du terrain – Dbayeh 554

L'étude de sol effectuée pour ce projet est basée sur un rapport géotechnique réalisé par la société « Toufic Y. El Khoury MSCE ». Ce rapport géotechnique discute les informations fournies par les différents essais réalisés. Tout d'abord, la méthode de forage utilisée pour obtenir les résultats nécessaires est les forages carottés et destructifs. Ensuite, l'essai au pénétromètre standard – SPT est utilisé dans les couches de sol poreuses, d'où les résultats des inspections visuelles réalisées sur le terrain et de la campagne des forages 1, 2 et 3 indiquent la présence des couches alternant de brun à brun rougeâtre, sable fin à moyen avec de limon et de gravier / argile maigre avec de sable et de gravier. Enfin, les essais au laboratoire ont été réalisés pour donner les paramètres nécessaires pour la classification du sol, ils comprenaient les essais suivantes : teneur en eau, l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, classification géotechnique des sols, essais chimiques (sulfates, chlorures et pH), essai de cisaillement direct, essai de compression simple. Donc, les résultats des différents essais réalisés, in situ en en laboratoire sont présentés et détaillés dans l'Annexe A.

En ce qui concerne les essais hydraulique, un piézomètre a été installé dans le forage 2, il a montré la présence de la nappe phréatique à environ 5.5m au moment du forage. Ce niveau devrait augmenter d'un maximum de 1m durant les jours pluvieux et la marée haute de la mer Méditerranée. Les enregistrements des niveaux d'eau à l'endroit des piézomètres sont donnés dans le Tableau I-I.

**Tableau I-I : Résultats des piézomètres**

Temps (jour)		0	1	2	4	7	14
N <sup>o</sup> du forage	Elévation (m)	Niveau de l'eau (m)					
Forage 2	+100.20	-6.60	-6.00	-5.50	-5.50	-5.50	-5.50

En résumé, ces essais nous montrent la présence de deux couches principales, la première couche est constituée de l'argile sableux s'étendant du niveau du sol jusqu'à 8m sous la surface du sol, puis de 9m à 13m sous la surface du sol intercepté par une couche de gravier de 1m située à 8m sous la surface du sol, et la deuxième couche est constituée de calcaire gréseux de mauvaise qualité s'étendant à partir de 13m jusqu'à la fin du forage.

En plus, l'analyse hydrométrique a montré la présence d'une nappe phréatique à 5.5m sous la surface du sol.

En conclusion, le Tableau I-II résume les paramètres de sol choisis pour la conception, basés sur le rapport géotechnique discuté ci-dessus, et la Figure I-5 montre la section géologique de notre projet.

**Tableau I-II : Propriétés géotechniques**

<b>Type de sol</b>	<b>Profondeur (m)</b>	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	<b>c</b> (KPa)	$\phi$ (°)	<b>E</b> (KPa)	<b>v</b>
<b>Argile sableux</b>	0 - 8m	17	20	36	28	12 000	0.35
<b>Gravier</b>	8 - 9m	18	20	6.9	41	100 000	0.2
<b>Argile sableux</b>	9 - 13m	17	20	36	28	12 000	0.35
<b>Calcaire gréseux</b>	13m-	25	26	50	27	50 000	0.4

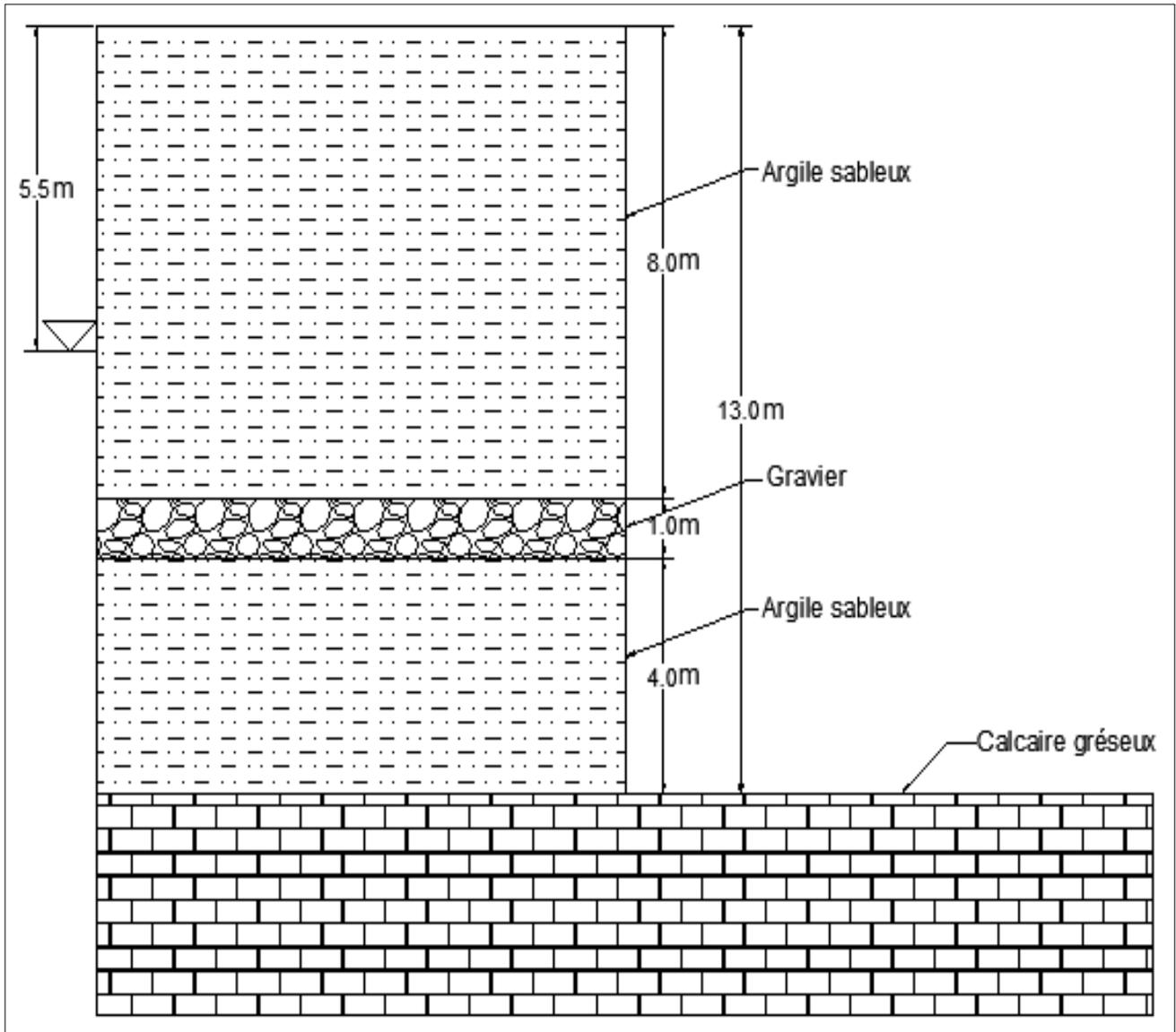


Figure I-5 : Section géologique – Dbayeh 554

## 4.2 Résultats de la reconnaissance géophysique

La méthode de reconnaissance par sismique réfraction est le seul test géophysique réalisé dans ce projet. D'où l'essai a été réalisé dans un projet d'identification de sol précédent, attribué par l'université Notre – Dame – Louaizé. Les résultats de cette reconnaissance géophysique sont donnés ci-dessous.

La méthode HVSR est utilisée pour calculer la fréquence de résonance des sites. Elle consiste à enregistrer 30min des vibrations sonores ambiants sur les sols ou les structures et puis à déterminer le spectre des composantes horizontale et verticale d'ondes. Les fréquences maximales du spectre H/V (qui correspond à l'amplitude de spectre la plus élevée) a été trouvé pour être la fréquence naturelle du sol ou de la structure étudiée. Ensuite, la profondeur du substrat rocheux peut être estimée en utilisant l'équation suivante:

$$f_0 = \frac{V_s}{4H}$$

Où

- $f_0$  est la fréquence maximale.
- $V_s$  est estimée la vitesse des ondes de cisaillement.
- $H$  est la profondeur du substrat rocheux.

Donc, d'après les essais géophysiques effectués précédemment sur le même site par les étudiants de l'université de Notre – Dame – Louaizé, on a utilisé les résultats des trois tests de HVSR, réalisés en trois points différents dans le site et qui correspondent aux emplacements des forages.

Après l'enregistrement des ondes pendant 30 minutes dans chaque essai, les signaux ont été analysés à l'aide du logiciel GEOPSY (cf. [www. Geopsy.org](http://www.Geopsy.org)).

La boîte à outils H/V a été utilisé pour tracer le signal et le filtrer des amplitudes élevées qui correspondent aux ondes inhabituelles ou aux effets extérieures (voitures, camions, etc. ...) et se trouve sur les spectres H/V. La fréquence maximale de chaque spectre correspond à la fréquence naturelle du sol.

Donc les fréquences maximales sont 2.6Hz, 3.7Hz et 3.0Hz obtenues respectivement à partir de l'essai 1, 2 et 3, Figure I-6, Figure I-7 et Figure I-8 présentent les spectres H/V qui correspondent aux trois essais.

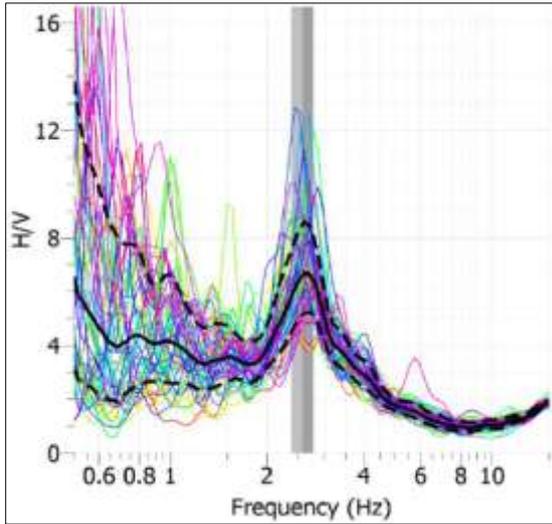


Figure I-6 : Essai 2 fréquence maximale 2.6Hz

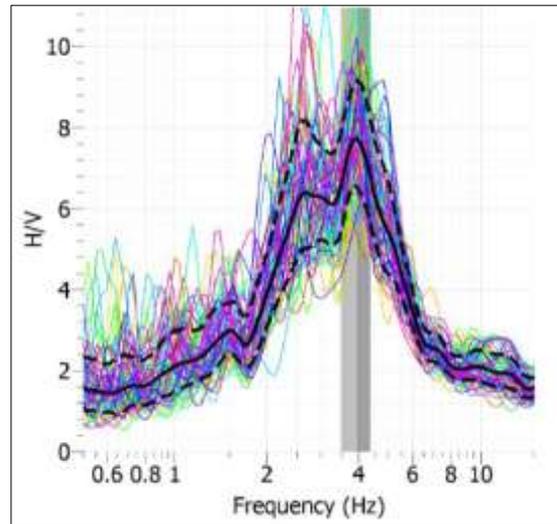


Figure I-7 : Essai 2 fréquence maximale 3.7Hz

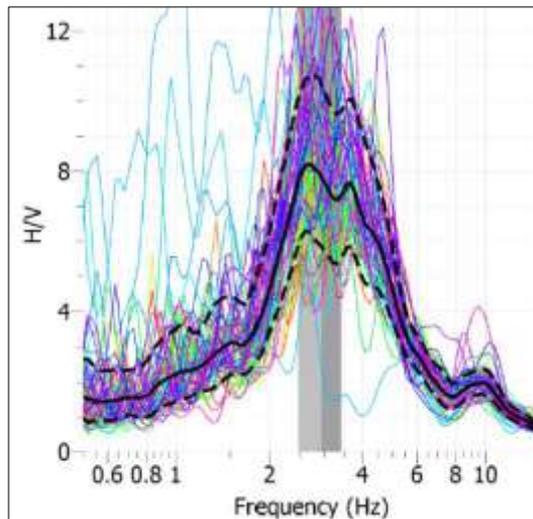


Figure I-8 : Essai 3 fréquence maximale 3.0Hz

Pour déterminer la profondeur du substrat rocheux, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement du site a été estimée par 150 m/s étant donné que le sol trouvé est un sol mou selon la Figure I-9.

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
	Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$ , —Moisture content $w \geq 40\%$ , —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>.

**Figure I-9: Classification du site pour la réponse sismique du site – [Source ASCE 7-10]**

D’après l’essai 1, la fréquence maximale trouvée été égale à 2.6Hz, le sol rencontré dans l’étude géotechnique a été de l’argile molle, et de la Figure I-9 ci-dessus, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement a été estimée à 150 m/s, ce qui implique ce qui suit:

$$H = \frac{V_s}{4 \times f_0} = \frac{150}{4 \times 2.6} = 14.42\text{m}$$

Le Tableau I-III ci-dessous résume la profondeur du substrat rocheux obtenue à partir des trois essais effectués.

**Tableau I-III : Profondeur du substrat rocheux (m)**

Numéro de test	Vitesse moyenne de cisaillement (m/s)	La fréquence maximale $F_0$ (Hz)	Profondeur H (m)
1	150	2.6	14.42
2	150	3.7	10.14
3	150	3.0	12.50

## CHAPITRE II. LIQUÉFACTION DES SOLS ET TRAITEMENT

### 1. Généralités

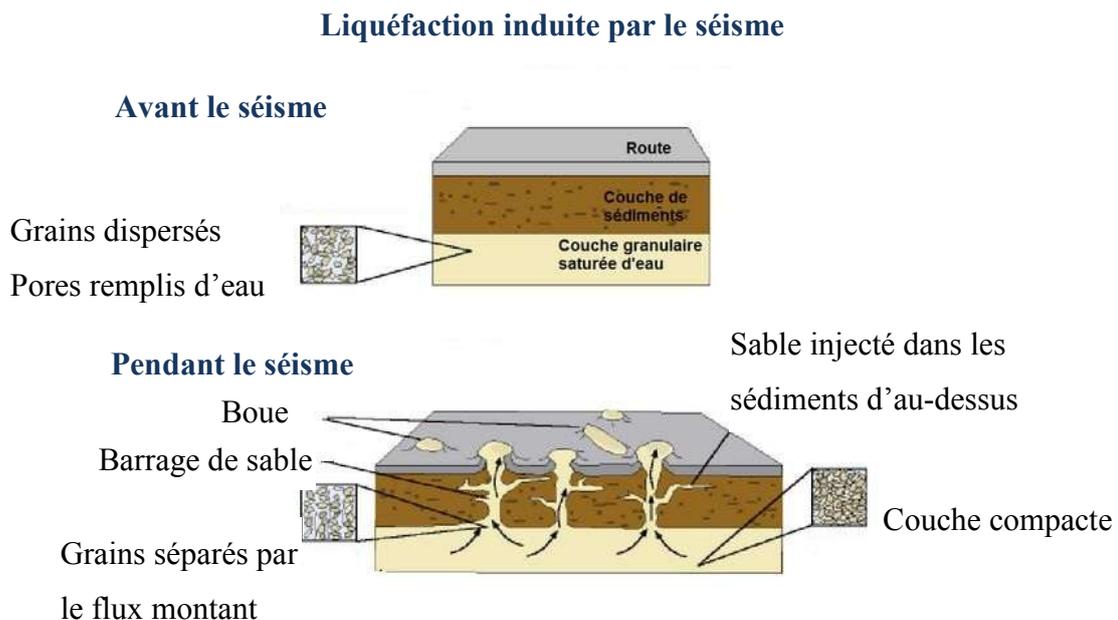
Le phénomène de liquéfaction des sols meubles lors d'un séisme est un problème sérieux, peut provoquer de graves dommages pouvant être dans certains cas destructif. La mise en évidence de la susceptibilité d'un site à la liquéfaction et le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de ce risque a été l'ennui de plusieurs générations de chercheurs.

Actuellement, il existe des approches d'origine empirique résultant de la collection des observations sur des sites liquéfiés par séisme. [14]

Dans ce présent chapitre, on définira le phénomène de liquéfaction, les mécanismes de déclenchement de ce phénomène et ses aspects, ensuite on verra la susceptibilité du sol à la liquéfaction, s'il sera susceptible on aura recours au traitement du sol et des méthodes de résolution de ce problème qui seront présentées ci-dessous.

### 2. Définition du phénomène de la liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène dans lequel le sol perd soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule de manière semblable à un fluide visqueux lors des secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. D'une manière générale, la liquéfaction du sol est un phénomène de transformation du sol d'un état solide en un état liquéfiable et ceci à cause de l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau à travers les vides et de la diminution de la contrainte effective (Figure II-1). [14]



**Figure II-1 : Phénomène de liquéfaction**

### 3. Aspects de la liquéfaction sismique

Le phénomène de liquéfaction devient dangereux lorsque la liquéfaction est accompagnée par une certaine forme de déplacement du sol ou de rupture ce qui sera destructeur pour l'environnement bâti.

Donc, les effets négatifs de la liquéfaction peuvent prendre plusieurs formes comme indiqué dans la Figure II-2. Il s'agit notamment de:

- Glissements horizontaux le long de surfaces peu inclinées ou non confinées.
- Échecs d'écoulement « Flow Failures ».
- Perte de la capacité portante.
- Tassement.
- Augmentation de la pression latérale sur les murs de soutènement.

**Glissements horizontaux :** Les déviations latérales induisent un déplacement latéral de grands blocs de surface de sol à la suite de la liquéfaction d'une couche sous-sol, ces déviations se développent généralement sur des pentes légères. Les déplacements horizontaux peuvent arriver jusqu'à plusieurs mètres, la rupture du sol sera généralement interne, provoquant des fissures se formant sur la surface de rupture. Ces déplacements causent couramment une perturbation au niveau des fondations des bâtiments.

**Échecs d'écoulement « Flow Failures » :** Ce genre de rupture de terrain est le plus catastrophique causé par la liquéfaction. Cette rupture engendre couramment le déplacement de grandes masses de sol latéralement de dizaines de mètres et ceci en quelques secondes à des vitesses allant jusqu'à des dizaines de kilomètres à l'heure. Ces flux sont développés surtout dans les sables lâches saturés ou limons sur des pentes relativement raides, généralement supérieure à 3 degrés.

**Perte de la capacité portante :** Lorsque le sol support d'un bâtiment ou d'autre structure se liquéfie et perd de sa force, de grandes déformations peuvent se produire dans le sol qui peut permettre à la structure de tasser et conduit à la perte de la capacité portante du sol.

**Tassement :** De petits tassements peuvent se produire dans le sol à cause de la dissipation de l'eau interstitielle et le sol consolide après le tremblement de terre. Ces tassements peuvent être préjudiciables, même si elles ont tendance à être beaucoup moins dangereuses que les grands mouvements comme les déplacements horizontaux et la perte de la capacité portante.

**Augmentation de la pression latérale sur les murs de soutènement :** Lorsqu'un sol derrière un mur de soutènement se liquéfie, les pressions latérales sur le mur augmentent considérablement. D'où, les murs de soutènement peuvent être déplacés latéralement, peuvent s'incliner ou même subir la rupture.

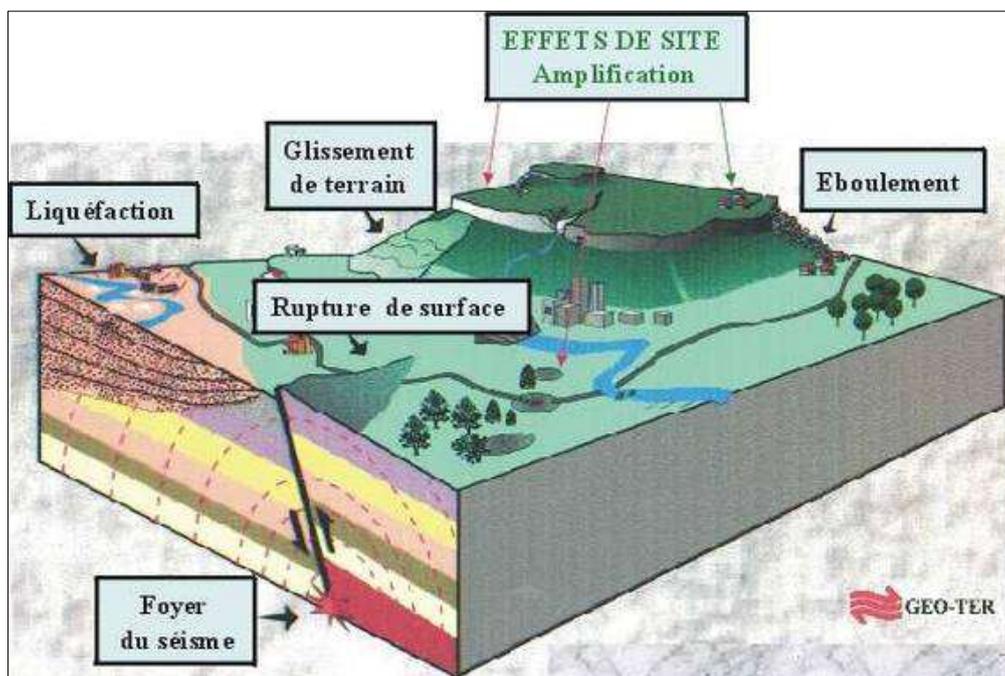


Figure II-2 : Aspect de la liquéfaction sismique

#### 4. Sols potentiellement liquéfiables

On peut classer les sols vis-à-vis le phénomène de liquéfaction sous trois grands niveaux :

- Le premier niveau est la susceptibilité à la liquéfaction : c'est une mesure de la résistance inhérente d'un sol au phénomène de liquéfaction. Cette susceptibilité est estimée en comparant les propriétés d'un certain sol à d'autres sols semblables où la liquéfaction a été établie. Les propriétés fondamentales de ces sols sont basées sur la granulométrie, le pourcentage de fines, la densité, la saturation et l'âge du dépôt.
- Le deuxième niveau est le potentiel de liquéfaction : ce potentiel est la probabilité qu'un sol pourrait liquéfier. Ceci ne dépend pas seulement de la susceptibilité mais aussi de l'activité sismique de la région.
- Le troisième niveau est les déplacements latéraux à la surface du sol : la magnitude des déplacements dépend des propriétés du sol, de la sismicité de la région et de la topographie.

D'après l'Eurocode 8, une évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol (moins de 10m de profondeur). Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre (niveau de la surface du sol, niveau de la nappe phréatique), prédominantes durant la vie de la structure.

La liquéfaction est généralement observée dans le cas de matériaux sableux saturé (mais aussi les argiles sensibles), soumis à des sollicitations rapides, monotones ou cycliques, telles que séisme, raz-de marée, vidange rapide, chocs, explosions, etc.

Les reconnaissances nécessaires doivent comporter au minimum la réalisation in situ soit d'essais de pénétration standard (SPT) soit d'essais de pénétration au cône (CPT), ainsi que la détermination des courbes granulométriques en laboratoire. Il est permis de négliger le risque de liquéfaction lorsqu'une des conditions suivantes au moins est satisfaite :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20%, avec un indice de plasticité  $PI > 10$ .
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35% et simultanément le nombre de coups SPT normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie,  $N_{1(60)} > 20$ .
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie  $N_{1(60)} > 30$ . [14]

#### **4.1 Critères compositionnels**

La susceptibilité à la liquéfaction dépend du type de sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles peut montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui des sols liquéfiés, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont de tailles à peu près identiques sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols formés de particules de différentes tailles, dans ces derniers les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement de la pression interstitielle une fois soumise à une secousse.

Donc, la susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules, les dépôts de sol avec des particules arrondies sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires. [14]

#### **4.2 Critères d'états**

Même si un sol répond à tous les critères précédents pour la susceptibilité à la liquéfaction, il peut rester susceptible de se liquéfier puisque la susceptibilité à la liquéfaction dépend aussi de l'état initial du sol, c'est-à-dire sa contrainte initiale et ses caractéristiques de densité au moment du tremblement de terre.

D'où les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses, pour une densité donnée les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives. Donc, la susceptibilité à la liquéfaction dépend fortement de l'état initial du sol. [14]

## 5. Évaluation du potentiel de liquéfaction à partir des essais « in situ »

### 5.1 Vue générale de la méthode SEED et IDRISS

Pour évaluer le risque de la liquéfaction, Seed a prouvé en 1979 qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT, Essais au pénétromètre standard) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

Seed fut le premier en 1979 a développé une méthode d'évaluation « in situ » du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir des essais réalisés (SPT).

L'évaluation du potentiel de liquéfaction se base sur le principe de la contrainte cyclique. La conception de cette approche est simple: le chargement sismique CSR (Cyclic Stress Ratio) exprimé en termes de contraintes de cisaillement cyclique est comparé à la résistance à la liquéfaction des sols (CRR) exprimée également en termes de contraintes de cisaillement cyclique, aux endroits où le chargement excède la résistance, la liquéfaction est susceptible d'avoir lieu. Donc, l'application de l'approche en contraintes cycliques exige cependant une attention particulière quant à l'évaluation du chargement sismique et de la résistance à la liquéfaction du sol (Figure II-3). [14]

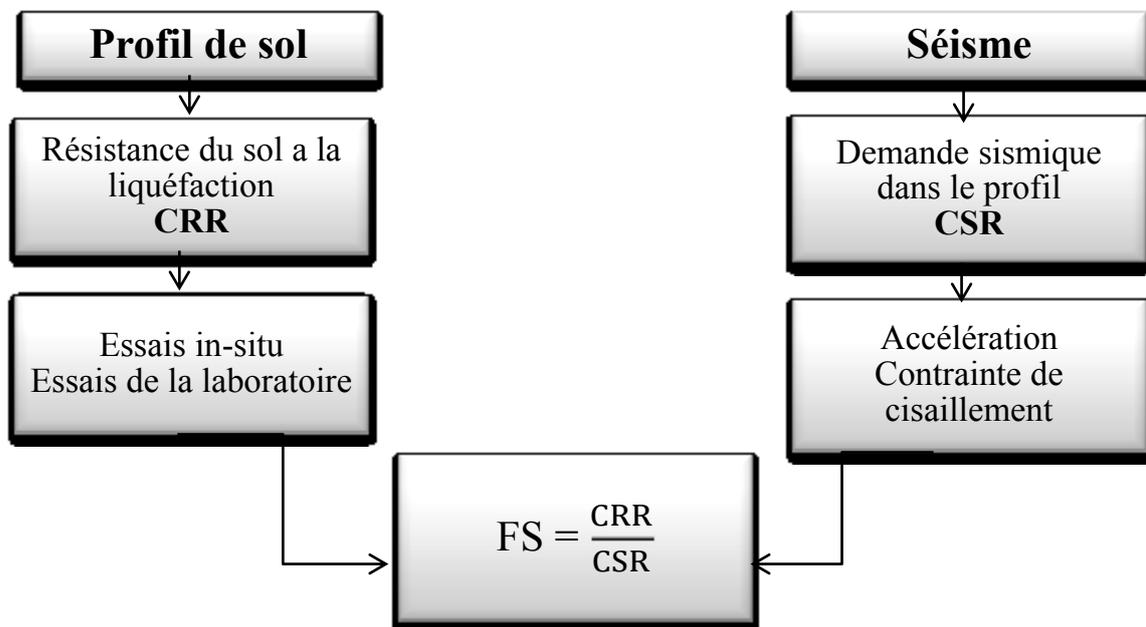


Figure II-3 : Méthode simplifiée de SEED et IDRISS

## 5.2 Étapes de calcul

### 5.2.1 Évaluation du rapport de la contrainte cyclique « CSR »

La méthode simplifiée de Seed estime le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique (CSR), induit par le déplacement du sol suite à un séisme en utilisant la formule suivante :

$$\text{CSR} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{vo} a_{\max}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (1)$$

Où  $a_{\max}$  est l'accélération horizontale maximale de la surface du sol,  $\sigma_{vo}$  est la contrainte totale verticale et  $\sigma'_{vo}$  est la contrainte verticale effective pour une profondeur  $z$ .

Le paramètre  $r_d$  est un coefficient de réduction des contraintes lié à la flexibilité du sol (ex.  $r_d = 1$  correspond à un comportement de sol rigide), comme présenté dans la Figure II-4. Le facteur 0.65 est utilisé pour convertir le rapport de contrainte cyclique de cisaillement pic en un rapport de contrainte cyclique ( $\tau_{\text{cyc}} = 0.65\tau_{\text{max}}$ ).

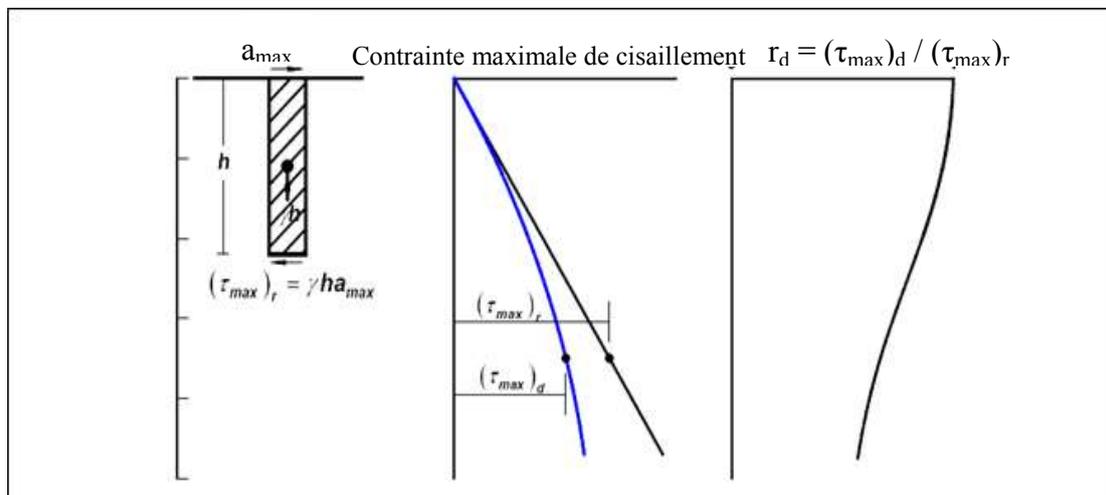


Figure II-4 : Schéma de la détermination de la contrainte maximale  $\tau_{\max}$  et du coefficient de réduction  $r_d$

#### 5.2.1.1 Ajustement du nombre équivalent de cycles de contraintes dans les séismes de magnitudes différentes

Les valeurs de CSR calculées en utilisant l'équation (1) se rapportent à la contrainte de cisaillement uniforme équivalente induite par les mouvements du sol générés par un tremblement de terre ayant une magnitude  $M$ . Les valeurs de CSR ont été réglées, ils sont calculées par cette équation de sorte que les valeurs ajustées de CSR se rapportent à la contrainte de cisaillement uniforme équivalente induite par les mouvements du sol générés par un tremblement de terre ayant un moment amplitude  $M = 7 \frac{1}{2}$ .

$$(\text{CSR})_{M=7.5} = \frac{\text{CSR}}{\text{MSF}} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{vo} a_{\max}}{\sigma'_{vo}} \right) \frac{r_d}{\text{MSF}} \quad (2)$$

### 5.2.1.2 Coefficient de réduction de contrainte $r_d$

Seed et Idriss ont introduit le coefficient de réduction de contrainte comme un paramètre décrivant le rapport des contraintes cycliques pour une colonne de sol souple sur celles d'une colonne de sol rigide. Ils arrivèrent à établir une courbe moyenne qui s'applique uniquement à une profondeur d'environ 12m, et était destiné à toutes les magnitudes de séisme et à tous les profils.

Les contraintes de cisaillement induites à n'importe quel moment dans un sol pendant un tremblement de terre sont principalement dues à la propagation verticale des ondes de cisaillement dans le dépôt. Ces contraintes peuvent être calculées en utilisant des procédures analytiques et sont particulièrement dépendantes des caractéristiques de vibrations des sols pendant le séisme (l'intensité et la fréquence contenu), le profil de vitesse des ondes de cisaillement, et les propriétés dynamiques des sols.

Idriss (1999), a réalisé plusieurs analyses paramétriques de réponse du site et a conclu que pour les conditions d'intérêt plus pratique, le paramètre  $r_d$  pourrait être adéquatement exprimé comme une fonction de la profondeur et de  $M$ . Ce qui a abouti aux résultats suivants:

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z) M \quad (3a)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (3b)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (3c)$$

Dans laquelle  $z$  est la profondeur en mètres et  $M$  est la magnitude. Ces équations sont considérées comme appropriées pour une profondeur  $z < 34$  m.

Pour  $z > 34$ , l'expression suivante est utilisée:

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M) \quad (3d)$$

### 5.2.1.3 Facteur de magnitude MSF

Le facteur de magnitude MSF, a été utilisé pour ajuster CSR induite lors du séisme de magnitude M à un équivalent CSR pour un séisme de magnitude  $M = 7 \frac{1}{2}$ . Le MSF est donc défini comme suit:

$$MSF = CSR_M / CSR_{M=7.5} \quad (4)$$

La relation MSF a été exprimé par Idriss (1999) comme:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058; MSF \leq 1.8 \quad (4a)$$

Les relations de MSF et  $r_d$  sont liées entre eux par leur dépendance à l'égard de la magnitude du séisme. Les relations de  $r_d$  et MSF décrits dans les équations (3) et (4) sont recommandés pour une utilisation dans la pratique parce qu'elles intègrent les principales caractéristiques du comportement identifié par des études analytiques et expérimentales, sans trop de complexité. Le comportement réel est beaucoup plus compliqué.

### 5.2.2 Évaluation du rapport de la résistance cyclique « CRR »

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol. Les méthodes utilisées pour déterminer la résistance de liquéfaction est d'utiliser les données obtenues à partir d'essais in-situ (SPT, CPT, DMT, ...), ou à partir d'essais de laboratoire (triaxial cyclique, cisaillement simple...). Alors, CRR est le rapport de contraintes cycliques qui provoque la liquéfaction d'un tremblement de terre  $M = 7 \frac{1}{2}$  obtenu à partir du cas basé sur un historique de corrélations semi-empirique. Puisque les corrélations de la liquéfaction semi-empirique sont basées principalement sur des données au niveau du sol pour des conditions et contraintes effectives morts-terrains dans la gamme de  $\pm 100$  kPa, Seed (1983) a recommandé que le CRR soit corrigé pour ces effets en utilisant l'expression suivante:

$$CRR = CRR_{\sigma=1, \alpha=0} K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (5)$$

Où  $K_{\sigma}$  est le facteur de correction des déblais, et  $K_{\alpha}$  est le facteur de correction de la contrainte statique de cisaillement.

Les valeurs recommandées pour  $K_\sigma$  sont exprimés en (après Boulanger et Idriss 2004):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \leq 1 \quad (6)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} \leq 0.3 \quad (6a)$$

Idriss et Boulanger (2003a) ont réévalué les corrélations entre  $(N_1)_{60}$  et  $D_r$  dans le but de l'évaluation de la liquéfaction, et ont recommandé ce qui suit comme expressions pour les sables propres:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (6b)$$

Boulanger et Idriss (2004) par la suite ont exprimé le coefficient  $C_\sigma$  en termes de  $(N_1)_{60}$  comme:

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60}}} \quad (6a')$$

### 5.2.2.1 Évaluation du CRR par l'essai SPT

Puisque l'essai SPT a été fait par les américains et les japonais, c'est-à-dire les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur la valeur de N pour que les résultats soient compatibles avec les résultats trouvés par les américains et les japonais (Tableau II-I).

$$(N_1)_{60} = N \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (7)$$

Avec :

N = le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT.

$C_N$  = est la correction de la contrainte de sols sus-jacents.

$C_E$  = est la correction du taux d'énergie de la masse.

$C_B$  = est la correction du diamètre du forage.

$C_R$  = est la correction de la longueur du train de tiges.

$C_S$  = est la correction du carottier avec ou sans revêtement.

$(N_1)_{60} = 60$  représente le pourcentage de l'intensité de battage.

**Tableau-II-I : Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986),  
énumérées par Robertson et Wride (1998)**

<b>FACTEUR</b>	<b>EQUIPEMENT VARIABLE</b>	<b>TERME</b>	<b>LA CORRECTION</b>
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique	$C_E$	0,5 à 1,0
	Mouton de sureté		0,7 à 1,2
	Mouton de battage type automatique		0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115mm	$C_B$	1,0
	150mm		1,05
	200mm		1,15
Longueur de la tige	< 3m	$C_R$	0,75
	3 à 4m		0,8
	4 à 6m		0,85
	6 à 10m		0,95
	10 à 30		1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard	$C_S$	1,0
	Echantillon sans recouvrement		1,1 à 1,3

Une des expressions les plus couramment utilisées pour la correction (ou normalisation) a été proposé par Liao et Whitman (1986):

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \quad (8)$$

Boulangier (2003) a récemment réévalué les relations de  $C_N$  fondée sur des données théoriques et les données expérimentales pour le SPT. La relation a été précisément exprimée sous la forme :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^m \quad (9)$$

Avec :

$$m = 0.784 - 0.521 D \quad (9a)$$

Boulangier et Idriss (2004) ont utilisé par la suite la relation (6b) pour obtenir l'expression suivante pour déterminer  $C_N$ :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^\alpha \leq 1.7 \quad (10)$$

$$\alpha = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}} \quad (10a)$$

Avec  $(N_1)_{60}$  limitée pour une valeur maximale de 46. Ce qui demande une restriction sur la valeur de  $C_N$  ( $C_N < 1.7$ ).

La résolution de  $C_N$  exige une itération car  $(N_1)_{60}$  dépend de  $C_N$  et  $C_N$  dépend de  $(N_1)_{60}$ , cette itération peut être facilement accomplie dans la plupart des logiciels.

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5%, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines. Deux méthodes existent pour effectuer une telle correction, l'une est proposée par Stark et Olsen (1995) et l'autre par Seed et Idriss (1997).

Tout d'abord, la méthode Stark et Olsen consiste à calculer une addition de résistance à apporter à la mesure au SPT (Figure II-5) :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta (N_1)_{60} \quad (11)$$

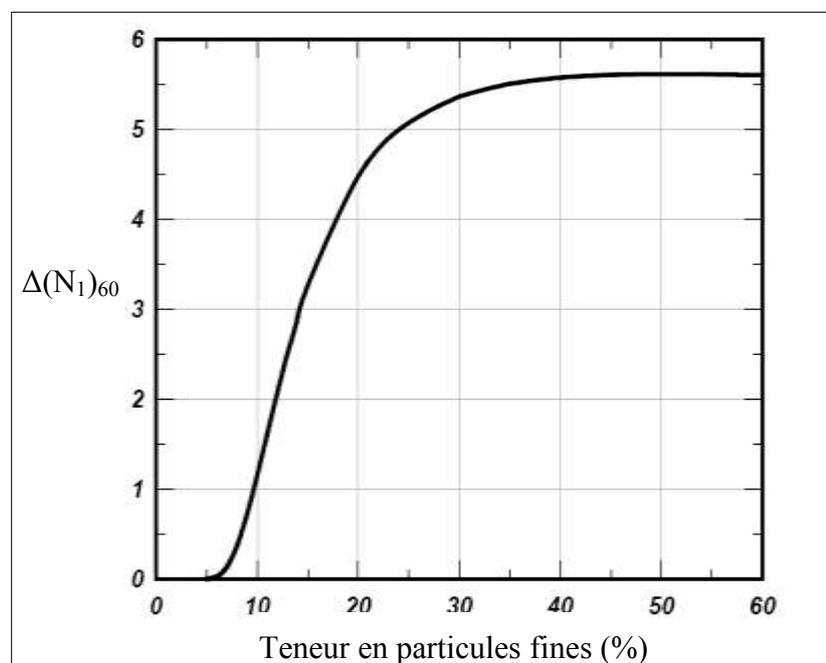


Figure II-5 : Variation de  $\Delta(N_1)_{60}$  avec le contenu des fines

Ensuite, Seed et Idriss (1997) ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research). Cette correction à apporter sur le  $(N1)_{60}$  est la suivante :

$$(N1)_{60cs} = a + b (N1)_{60} \quad (12)$$

Les valeurs de a et b sont données dans le Tableau II-II suivant :

**Tableau II-II : Facteurs de correction pour le passage de  $(N1)_{60}$  à  $(N1)_{60cs}$**

FC en %	a	b
$FC \leq 5\%$	0	1.0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp.[1.76-(190 / FC^2)]$	$[0.99 + (FC^{1.5} / 1000)]$
$35\% \leq FC$	5.0	1.2

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

$$CRR = \exp \left[ \frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (14)$$

### 5.2.3 Facteur de vérification de la susceptibilité du sol à la liquéfaction

Après avoir effectué tout le calcul précédent le facteur de sécurité FS contre la liquéfaction pourra ainsi être calculé :

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

La liquéfaction est prévue pour se produire si  $FS \leq 1$ , et aucune liquéfaction n'est prévu si  $FS > 1$ . Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction. Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1.0 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre et des mesures de prévention doivent être prises en compte. [14 et 16]

## **6. Techniques de traitement du sol**

S'il est nécessaire, pour des raisons quelconques de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme, il est nécessaire d'améliorer les caractéristiques du sol pour diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction, éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme, diminuer les tassements et augmenter la capacité portante du sol. D'où, les principales techniques développées pour l'amélioration des sols et qui conduisent à la densification du sol par réduction des vides sont le compactage dynamique et le vibro-compactage.

### **6.1 Techniques de densification**

La densification du sol peut être réalisée en utilisant deux techniques différentes de compactage en profondeur :

- Compactage dynamique.
- Vibro-compactage.

Le compactage dynamique est plus économique que le vibro-compactage pour la profondeur de moins de 7m, tandis que le vibro-compactage doit être effectué si les profondeurs varient de 7m à 50m. Le compactage dynamique est une technique très couramment utilisé pour le traitement sous bâtiments industriels, remblais routiers et ferroviaires etc. La technique de vibro-compactage est très utilisée pour les sites voisinant de la mer et saturés en eau, pour les zones constituées de remblais granulaires saturés et non densifiés.

### **6.2 Différences entre compactage dynamique et vibro-compactage**

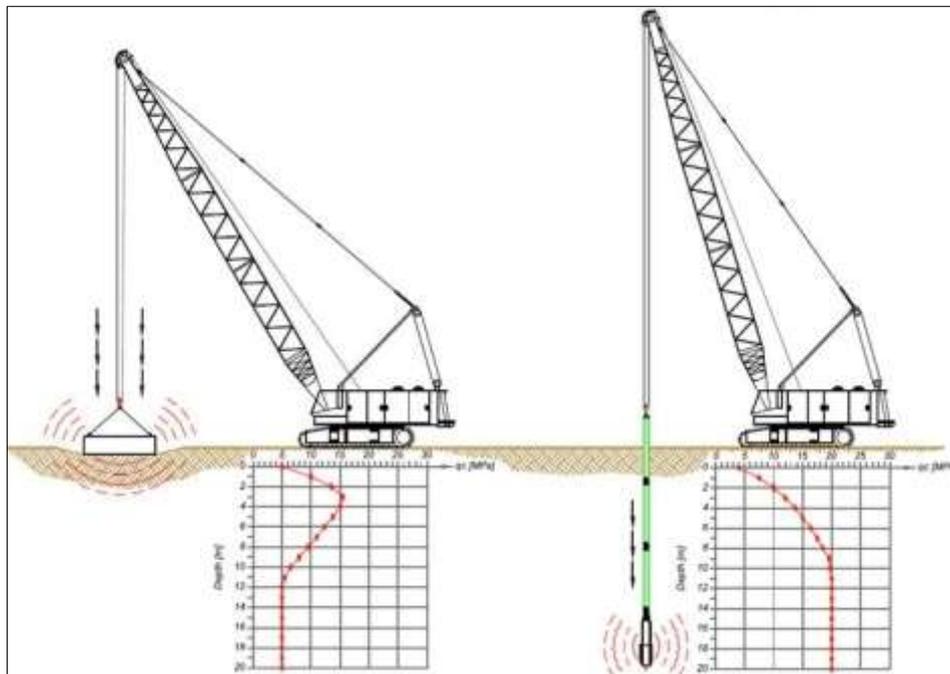
Le processus de compactage dynamique est une technique particulièrement applicable aux sols granulaires lâches, elle consiste à laisser tomber un poids sur la surface du sol, qui est efficace dans les 7 premiers mètres d'un profil de sol. L'énergie transmise par chaque effet pénètre dans le sol et produit une déstructuration, au bout de quelques jours une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

Le vibro-compactage est un processus pour le compactage en profondeur des couches de sol lâches non cohésives, il est utilisé pour améliorer la capacité portante et la résistance des sols sableux à la liquéfaction.

Des vibrations de formes appropriées peuvent réduire le frottement inter granulaire entre les sols pulvérulents lâches pour apporter leur densification (Figure II-6). L'action permet aux particules de se réorganiser à l'aide des forces gravitationnelles dans l'état le plus dense possible, et comme les grains sont réarrangés sans utiliser aucune force ou contrainte, aucun réajustement de contrainte-déformation ne se produit après compactage.

Par conséquent, le compactage est permanent, les indices de vide initiaux et compressibilités des sols granulaires sont réduites de manière significative à la suite du vibro-compactage et leurs angles de résistance au cisaillement sont augmentés.

Alors, cette technique améliore leur capacité portante, réduit la grandeur du tassement probable en raison de chargement et augmente la résistance des sols sableux à la liquéfaction.



**Figure II-6 : Compactage dynamique et vibrocompactage**

Les avantages de la vibro-compactage sont que les vibrations ressenties à proximité du site sont nettement inférieures à ceux causés par le compactage dynamique ou par le compactage par explosion et plus de densification uniforme est obtenue.

Cette technique est très utile où l'infrastructure du sol ne permet pas de technique de vibration élevée, comme le compactage dynamique ou le battage des pieux.

### 6.3 Les méthodes d'amélioration du sol par vibrations profondes

Il existe trois techniques principales de vibrations profondes (Figure II-7) :

- Vibro-compactage.
- Vibro-substitution par colonnes ballastées.
- Les pieux.

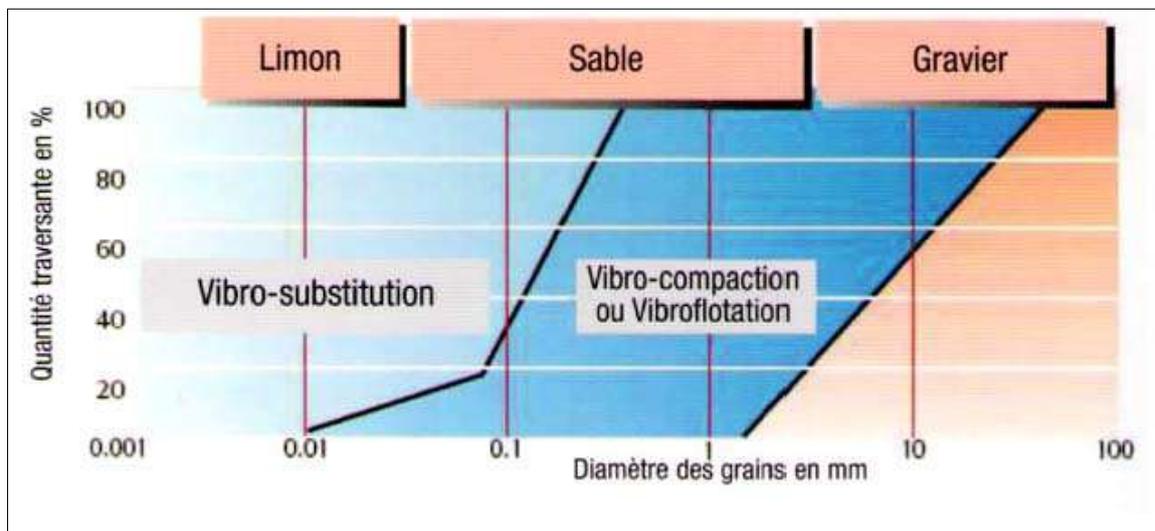


Figure II-7 : Techniques de vibrations profondes

#### 6.3.1 Vibro-compactage

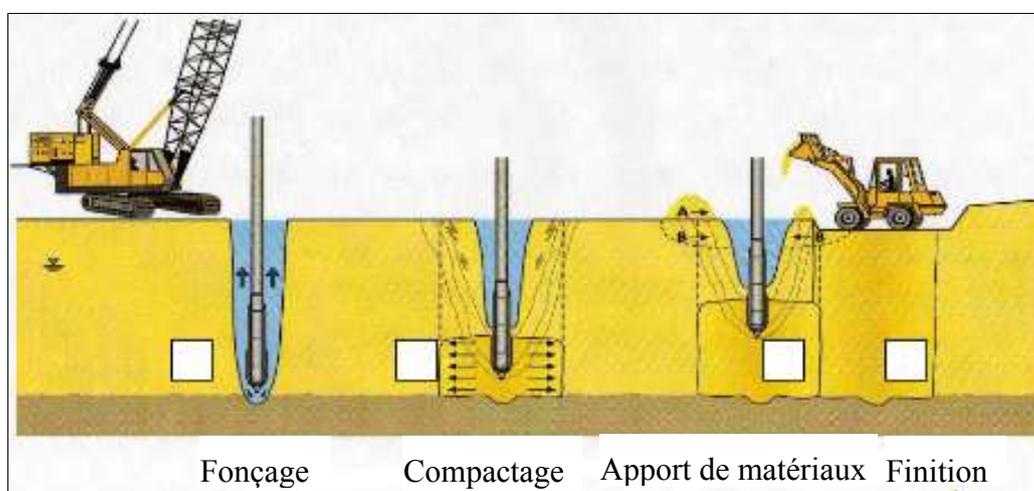
Cette méthode est une compaction en profondeur applicable pour les sols non-cohérents et grenus contenant au maximum 10% de fines. Cette méthode consiste principalement à la densification du sol in-situ sans démontage et remblayage à nouveau.

L'action du vibreur, généralement accompagnée par un lançage d'eau, réduit les forces inter granulaires entre les particules du sol, ce qui leur permet de se déplacer dans une formation plus dense et d'atteindre généralement une densité relative de 70 à 85%.

Le compactage est réalisé au-dessus et au-dessous de la nappe phréatique. Les caractéristiques du sol amélioré dépendent du type de sol et de la gradation, l'espacement des points de pénétration et le temps passé pour le compactage. Ainsi, le compactage a lieu sans la mise en place des contraintes internes dans le sol, assurant la densification permanente.

Pour faire pénétrer la vibro lance dans le sol, un lançage en tête de lance et sur les côtés est utilisé simultanément. Une fois la profondeur requise atteinte, on stoppe le lançage de tête et on garde le lançage latéral si nécessaire. En compactant progressivement le sol par paliers lors de la remontée, les vides entre les grains sont réduits et un cône d'affaissement se crée.

Il doit être régulièrement comblé par apport de matériaux identiques au sol traité pour compenser la réduction du volume du sol résultant du processus de densification. De cette façon, l'élévation du site d'origine est conservée. Une fois le niveau du sol atteint, on obtient ainsi une zone bien compactée 3 semaines après que le processus de drainage soit terminé, comme présenté dans la Figure II-8. Donc, le vibro-compactage permet la réduction du potentiel de tassement et le potentiel de liquéfaction sismique, elle peut être utilisée à des profondeurs aussi grandes que 35m. [17]



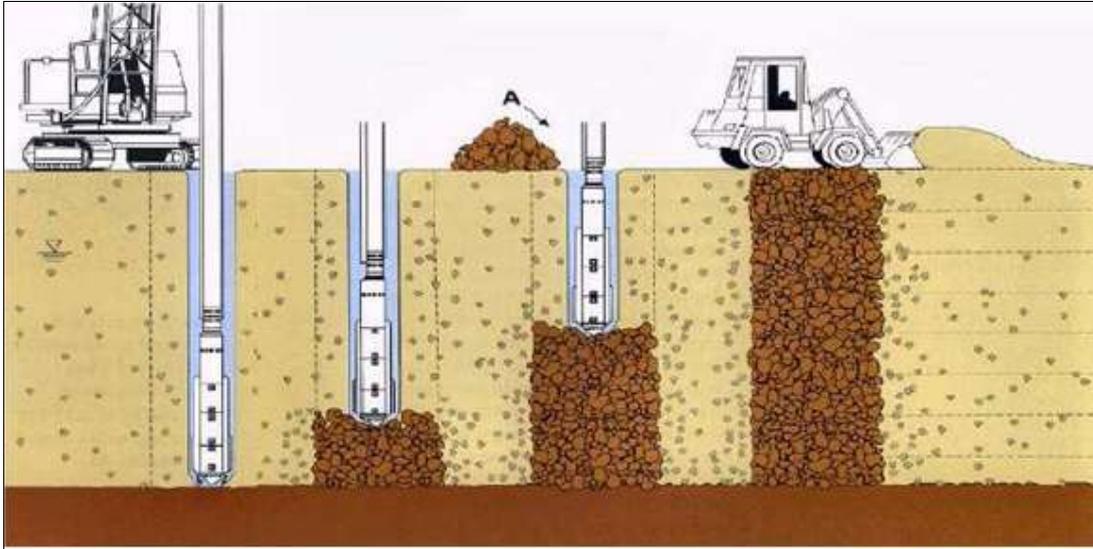
**Figure II-8 : Phasage des travaux de la vibro-compactage**

### 6.3.2 Vibro-substitution par colonnes ballastées

Les colonnes ballastées est une incorporation par compactage de matériau granulaire dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale, elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées.

Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques, cette technique est utilisée dans les sols cohérents tels que les limons et argiles. Le dispositif de forage est composé d'un tube prolongé en partie basse par un vibreur électrique ou hydraulique, ce dispositif est foncé dans le sol à l'aide du vibreur et crée ainsi une empreinte en refoulant le terrain jusqu'à la base du massif à consolider.

L'introduction latérale du ballast (cailloux répondant à certaines prescription granulométriques) à la base du vibreur est réalisée soit gravitairement soit à l'aide d'une pompe à graviers. Ce remplissage est effectué par couches successives tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol (Figure II-9). [17]



**Figure II-9 : Réalisation des colonnes ballastées par voie humide**

### 6.3.3 Les pieux

Ces éléments de fondation sont réalisés selon le même mode opératoire que les colonnes ballastées. Dans le cas des colonnes ballastées injectées, on ajoute au matériau d'apport un liant sous forme d'un coulis de ciment afin qu'après prise, on obtient une colonne rigide. Pour les colonnes en béton prêt à l'emploi, le matériau d'apport mis en œuvre est du béton spécial de qualité B15 à B20. Celui-ci est mis en œuvre de la même façon que le matériau d'apport utilisé pour les colonnes ballastées.

Le fonctionnement de ces éléments de fondation correspond à quelques détails près à celui de pieux. Ces éléments sont mis en œuvre en tant qu'amélioration de sol par inclusions rigides ou encore en présence de matières organiques évolutives, ou en tant que pieux pour reprendre des charges plus importantes. [17]

#### 6.4 Domaine d'application des deux méthodes et choix de la méthode à adaptée

Comme le montre le graphe suivant et comme on la déjà vu, la vibro-compactage s'applique aux sols granulaires non-cohérents (sables, graviers, cailloux, certains remblais etc...), alors que la vibro-substitution par colonnes ballastées est utilisée dans les sols cohérents tels limons et argiles, remblais hétérogènes etc... (Figure II-10).

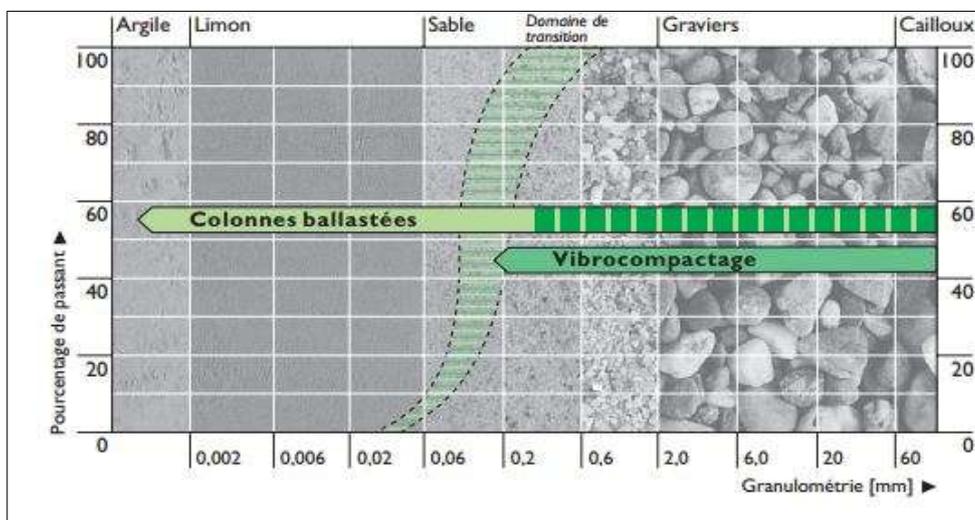


Figure II-10 : Domaine d'application des techniques d'amélioration

Les techniques de vibrations profondes peuvent être utilisées:

- Pour améliorer la stabilité des remblais et des pentes naturelles.
- Pour augmenter la densité relative du sol traité.
- Pour augmenter la capacité portante d'un site.
- Pour la réduction des tassements totaux et différentiels sous l'ouvrage.
- Pour la réduction du potentiel de liquéfaction des sols non cohésifs.

## 7. Étude de cas

Le calcul concernant la susceptibilité du sol à la liquéfaction est présenté ci-dessous. (Tableau II-III, Tableau II-IV et Tableau II-V).

**Tableau II-III : Caractéristiques du sol initial**

Symbole	Description	Valeur	Unité
$\phi$	Angle de frottement	27	°
C	Cohésion	0.05	MPa
$\gamma_{\text{sat}}$	Poids volumique total du sol	26	kN/m <sup>3</sup>
SPT N <sub>60</sub>	La valeur de SPT blow count - N	20	Blows/ft
% Fines	Pourcentage des particules fines dans le sol	26.85%	
E	Module de Young	50	Mpa
Ca	La capacité portante	2.75	Kg/cm <sup>2</sup>

**Tableau II-IV : Données**

Symbole	Description	Valeur	Unité
a <sub>max</sub>	Accélération maximale du séisme	0.2	g (m/s <sup>2</sup> )
z	Profondeur de l'excavation	13	m
M	Magnitude du séisme	7.5	
$\gamma_{\text{eau}}$	Poids volumique de l'eau	10	kN/m <sup>3</sup>

**Tableau II-V : Résultats**

Symbole	Description	Valeur	Unité
$\sigma_v$	La contrainte totale du sol à la profondeur h	222	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma'_v$	La contrainte effective du sol à la profondeur h	92	kN/m <sup>2</sup>
$C_N$		1.0425	
SPT $N_{1,60}$	La valeur de SPT blow count - $N_{1,60}$	20.85	Blows/ft
$r_d$	Facteur de réduction fonction de la profondeur	0.6248	
MSF	« Magnitude scaling factor »	1	
$D_R$	Densité relative	67.33%	
SPT $N_{1,60\text{ cs}}$	La valeur de SPT blow count - $N_{1,60}$ pour sable propre	20.85	Blows/ft
CRR $\sigma'_v = 1\text{atm}$	Résistance à la liquéfaction avec $\sigma'_v = 1\text{atm}$	0.2139	
$C_\sigma$	Paramètre pour le calcul de $K_\sigma$	0.137796	
$K_\sigma$	Facteur de correction de couverture	1	
CSR	« Cyclic stress ratio » - Chargement du séisme	0.195997	
CRR	« Cyclic resistance ratio » - Résistance à la liquéfaction	0.2139	
$F_S$	Facteur de sécurité (CRR/CSR)	1.091343	
<b>Puisque <math>F_S &gt; 1</math>, aucun risque de liquéfaction est prévue</b>			

## CHAPITRE III. LES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

### 1. Généralités

Les écrans de soutènement servent à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres, c'est un ouvrage de soutènement qui retient les terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. Alors, le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est large, il peut intéresser des ouvrages aussi variés tel que des soubassements d'immeubles, des parkings souterrains et des infrastructures enterrées etc...impliquant l'exécution de fouille de grande profondeur, donc différents techniques de soutènement existent dans ce cas d'étude et diffèrent par leur mode d'emploi et leurs difficultés de réalisation [12]. Dans ce qui suit on présentera chacune de ses possibilités, son domaine d'application et ses avantages et inconvénients. Ainsi à la fin de ce chapitre, on présentera le choix d'ouvrage de soutènement le plus adéquat pour le projet actuel et le calcul nécessaire.

### 2. Les types d'écrans de soutènement

#### 2.1 Soutènement par paroi moulée

On peut réaliser le blindage d'une fouille en réalisant une paroi en béton qui sera moulée dans le sol. Le principe c'est de réaliser dans le sol, suivant un tracé rectiligne ou courbe une tranchée d'épaisseur constante que l'on va remplir de béton après introduction éventuelle préalable d'armatures comme représenté dans la Figure III-1. On réalise ainsi une paroi en béton qui sera exécutée avant de procéder à l'excavation de la fouille, sans battage, sans ébranler le sol, sans bruit et sans vibration donc cette paroi est intéressante à utiliser dans un milieu urbain.

Ces parois peuvent en général remplir trois fonctions :

- Fonction de soutènement.
- Fonction de portance, c'est-à-dire elles peuvent participer à la structure de l'ouvrage.
- Fonction d'étanchéité en cas de présence d'eau.



**Figure III-1 : Soutènement par paroi moulée**

De point de vue exécution, on décompose la paroi en un certains nombres de panneaux juxtaposés élémentaires que l'on va exécuter de façon alternées (panneaux impaires et panneaux paires).

On commence par la réalisation de l'excavation de la tranchée à l'aide d'une perforatrice, l'épaisseur de la tranchée est obtenue selon la dimension voulue. Une fois que la perforatrice a commencé, elle va se poursuivre sous un fluide de forage qui remplit constamment la tranchée. Ce fluide va compenser la poussée du terrain et il va constituer une boue qui va maintenir les parois verticales en s'opposant à leur convergence, cette boue va également assurer la montée des déblais. Au fur et à mesure que la perforation se fait, les déblais vont être mis en suspension dans la boue de forage et ils vont être évacués par aspiration dans un tube relié à une pompe. Lorsque l'excavation est terminée, le forage est rempli de boue, on procède à la mise en place des cages d'armatures. On introduit dans l'excavation des tubes plongeurs qui vont servir à l'amenée du béton au fond du forage, comme le béton est plus lourd, il va remplacer la boue qui va remonter au fur et à mesure que le bétonnage se fait. Cette boue de forage va être évacuée vers une installation de recyclage où elle va être recyclée et réutilisée. Enfin, le béton remplit totalement la tranchée et le panneau est terminé.

Une fois que l'on a exécuté la paroi, on va procéder à l'excavation de la fouille afin de pouvoir travailler à l'intérieur du volume ainsi dégagé. Au fur et à mesure qu'on excave, on va mettre en place des butons ou des tirants afin d'assurer la stabilité verticale puisque la paroi va être soumise au poussée latérale.

Quand l'excavation est terminée, on va exécuter les différentes dalles et enlever en même temps les butons ou les tirants existants puisque les planchers dalles vont jouer le rôle des butons et reprendre les effets horizontaux.

Les parois moulées peuvent être appliquées comme :

- Élément de fondation dans le cas de fouilles profondes en zones urbaines.
- Paroi de soutènement et d'étanchéité pour des fouilles importantes et complexes.
- Soutènement d'excavations profondes proches des constructions existantes.
- Projets de tunnels et de parkings en environnement urbain, murs de quai.

Le soutènement par paroi moulée présente les avantages suivants:

- Des grandes profondeurs de parois est possible (excavation à grande profondeur).
- Reprise de pression des terres et des eaux, elle protège la fouille contre les venues latérales.
- La méthode s'adapte à différentes situations défavorables dues à l'hydrologie du sol et sa mauvaise qualité.
- Réalisation sans bruit et sans vibration, ce qui signifie la possibilité d'excavation à côté des bâtiments existants.

La paroi moulée présente quelques inconvénients liés à la méthode d'exécution, aux matériaux et à l'étanchéité:

- L'évacuation des déblais pose problème, la descente des matériaux et l'évacuation des déblais s'opèrent à l'aide des treuils, la technique exige de multiples précautions pour assurer la sécurité du personnel de fond.
- Problème lié à la qualité du béton, le béton de paroi moulée n'est jamais vibré, le bétonnage s'effectue au tube plongeur depuis le bas de la fouille jusqu'en haut.
- Problème lié aux enrobages des armatures, les cages d'armatures sont mises en place dans la tranchée pleine de boue avant le bétonnage, elles doivent être suffisamment rigides de façon à ne pas trop se déformer lors de l'opération de levage et de mise en place, elle nécessite des moyens de manutention importants, ainsi que pour leur positionnement, le respect des enrobages doit être assuré par des écarteurs ou des galets de guidage.
- Problèmes liés à l'étanchéité au niveau des joints.
- Mise en place difficile en présence de sol rocheux.
- Le coût est élevé à cause de bentonite. [13]

## 2.2 Soutènement par rideaux de palplanches

Le soutènement par rideaux de palplanches est constitué de pièces métalliques minces et longues que l'on enfonce dans le sol par battage ou par fonçage, assemblés de façon à constituer un rideau continu destiné à retenir les terres ou les eaux (Figure III-2). Les palplanches doivent être maintenues de façon à résister aux poussées latérales qui les sollicitent, pour cela elles sont retenues soit par des butons soit par des étais inclinés ou bien encore elles peuvent être maintenues par des tirants d'ancrage. Les rideaux de palplanches ont un domaine d'emploi large dû en particulier à la possibilité qu'ils offrent de construire des soutènements en remblai aussi bien qu'en déblai, aux facilités qu'ils offrent en site aquatique et à leur relative étanchéité. [13]



**Figure III-2 : Soutènement par rideaux de palplanches**

Les avantages que présente le soutènement par rideaux de palplanches sont :

- Manutention, transport et mise en place aisés ce qui favorise la rapidité de l'exécution.
- Caractère provisoire, donc susceptible au réemploi.
- Adéquates pour des travaux en sites fluviaux et lacustres.

Les rideaux de palplanches présentent quelques inconvénients :

- Nuisances sonores, mise en place par battage accompagné de choc, de vibration et de bruit, donc il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles.
- Mise en place impossible en présence de rocher.
- Longueur limitée.
- Indisponible au Liban, et très cher à l'importer.

### 2.3 Soutènement par pieux

Cette technique consiste la mise en place des pieux en béton. Une paroi de pieux est constituée par :

- Des pieux espacés.
- Des pieux tangents.
- Des pieux sécants.

**Les pieux espacés :** Le soutènement par pieux espacés consiste à assurer le soutènement de la fouille en réalisant dans le sol préalablement à l'excavation des pieux qui seront plus ou moins rapprochés de façon a constitué un rideau qui va assurer la stabilité de la fouille. En général, ce sont des pieux de diamètre 40-60 ou 80cm qui sont solidarisés par une poutre ou lierne de raidissement qui va servir d'une part à solidariser les pieux entres eux et d'autre part à répartir les efforts horizontaux de poussée et enfin elle permettra de résister aux efforts de poinçonnement dus au tirant éventuel comme indiqué dans la Figure III-3.

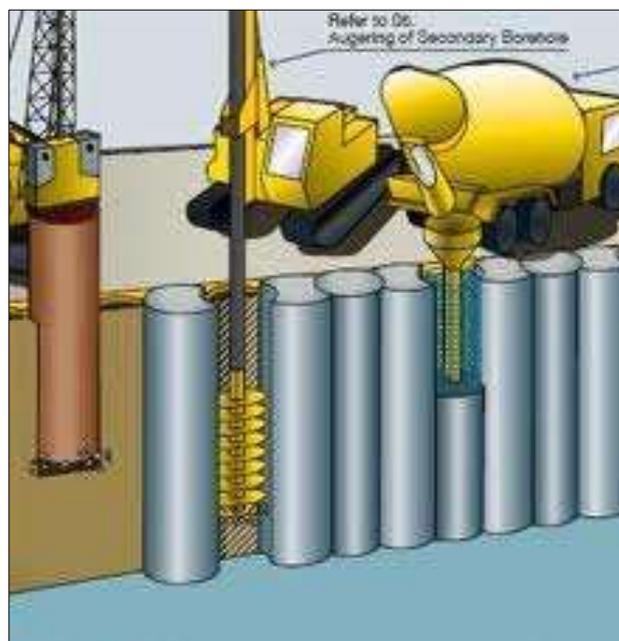
Ces pieux vont être fichés dans le sol, puis on commence l'excavation. Au fur et à mesure que l'on procède à l'excavation, les pieux vont être maintenus soit par des butons soit par des tirants. On peut avoir un ou plusieurs lits de tirants ou de butons en fonction de la profondeur de la fouille et de la nature du sol, l'espacement des pieux varie en fonction de la nature du sol et de la poussée qui sollicite ces pieux. [13]



**Figure III-3 : Soutènement par pieux espacés**

**Les pieux tangents et les pieux sécants :** Les parois de pieux tangents et de pieux sécants sont exécutées dans un ordre bien déterminé. Les pieux tangents retiennent uniquement les terres tandis que les pieux sécants retiennent non seulement les terres mais freinent aussi le passage de l'eau.

Un soutènement par pieux sécants s'utilise pour le blindage de fouille à côté d'une construction existante, les pieux sont réalisés à partir du niveau actuel le plus proche possible contre le mur existant. Cette technique peut être calculée pour prendre les charges verticales de la construction en fonction des dimensions et du type de fondation de la construction, le déplacement horizontal peut être évité par la réalisation d'ancrages. Dans la paroi de pieux sécants il n'y a normalement qu'un pieu sur deux qui est armé (Figure III- 4), par contre dans la paroi des pieux tangents tous les pieux sont armés. [13]



**Figure III-4 : Soutènement par pieux sécants**

Ces parois de pieux ne sont jamais considérées comme parois drainantes définitives, pour la rendre étanche à l'eau une cloison de béton devra être déversée du côté interne de la paroi des pieux de la fondation. En plus, on doit placer des ancrages à travers les pieux pour limiter l'écartement horizontal des têtes de pieux.

Les avantages de la paroi des pieux espacés, sécants et tangents sont :

- Le procédé s'adapte aux conditions de sol les plus défavorables.
- Possibilité d'exécution dans tous les types de sols.
- Fonction de rétention des terres temporaire ou définitive.
- Supporte des charges faibles et élevées.
- Faible nuisances sonores et absence de vibrations.
- Peut être réalisés très près des bâtiments adjacents.
- Adapté à des chantiers de toutes tailles.

Les inconvénients de la paroi des pieux espacés sont :

- Problèmes liés à l'étanchéité.

Les inconvénients de la paroi des pieux sécants et tangents sont :

- Pendant l'exécution, l'alignement des pieux est difficile à atteindre.
- Coût d'exécution élevé.
- Etanchéité entre les joints est difficile à obtenir.

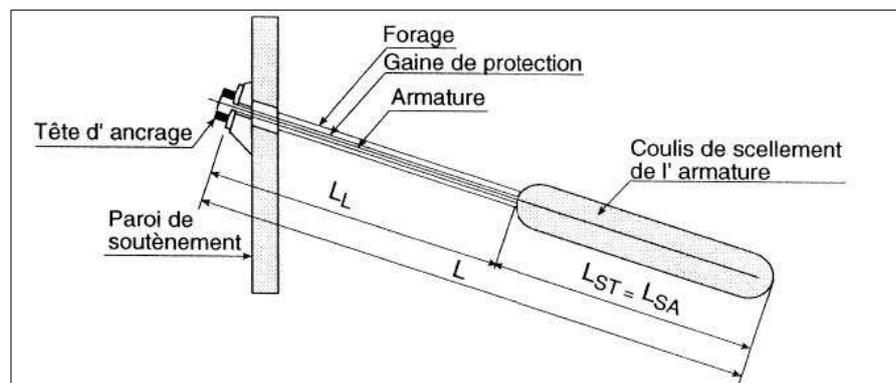
## **2.4 Les systèmes d'appuis**

Habituellement, le soutènement comprend non seulement l'écran lui-même, mais aussi un système d'appuis. Dans le cas général, les appuis sont constitués d'une part, par le sol en fiche comme un niveau d'appui et d'autre part, lorsque la hauteur libre d'un écran de soutènement devient importante ou que les efforts à reprendre par l'écran sont importants ou que l'on cherche à limiter les déplacements, on peut ajouter des appuis supplémentaires se présentant sous la forme de tirants ou de butons. Le choix du système d'appuis doit se baser sur différents aspects concernant la nature du site, la grandeur de l'excavation et l'économie dans le projet.

### **2.4.1 Tirants d'ancrage**

Un tirant d'ancrage est un dispositif servant à assurer la stabilité d'un écran de soutènement, il est constitué d'armatures métalliques ancrées dans le terrain rocheux ou meubles à l'une de leurs extrémités, soit par l'intermédiaire d'une plaque d'ancrage soit par une injection de scellement, et fixé à leur autre extrémité à l'ouvrage.

On distingue les tirants passifs, qui ne sont mis en traction que sous l'action des forces de poussées s'exerçant sur l'écran (clous), et les tirants actifs ou précontraints. Dans ce procédé d'ancrage, les éléments de traction en acier sont placés dans le sol en vue de pouvoir garantir la stabilité des blindages ou des murs de soutènements. Concernant les tirants actifs, la traction des armatures provient également de la force de précontrainte obtenue en prenant appui sur l'ouvrage, et correspondant à une mise en pré tension des dispositifs d'ancrage. Ces éléments de traction sont capables de reprendre les pressions horizontales du sol et de l'eau, les ancrages transfèrent la charge vers le sol environnant par le frottement entre le sol et le corps de l'ancrage fixé profondément. Les tirants précontraints les plus couramment employés sont ceux ancrés par injection de scellement. Ils comportent une armature constituée de câbles ou de barres en acier à haute limite élastique, un bulbe d'ancrage réalisé par injection sous pression d'un coulis ou mortier de scellement, et une tête d'ancrage où l'on applique la force de précontrainte exercée pendant la mise en tension (Figure III-5).



**Figure III-5 : Les tirants d'ancrage**

Les avantages des tirants d'ancrage sont :

- Exécution de l'ouvrage plus facile, fouille libre.
- Pas de limitation quant à la largeur de la fouille, en comparant avec l'utilisation des butons.

Les inconvénients des tirants d'ancrage sont :

- Limitation associée au type de sol, nécessité de terrains adéquats pour le scellement, il est difficile à réaliser et coûteux en cas de la présence des cavités dans le sol.
- Risque de contraintes juridiques sol, autorisation nécessaire pour utiliser des tirants d'ancrage sous des fonds voisins.

### 2.4.2 Les butons

Le butonnage est une technique de renforcement de la face extérieure de l'écran de soutènement, on peut distinguer deux types de butonnage (Figure III-6) :

- Le butonnage direct, le buton prend appui directement sur la paroi ou par l'intermédiaire d'une plaque de raidissement.
- Le butonnage sur lierne, le buton transmet les charges par l'intermédiaire d'un ou de deux lits de profilés. Cette technique permet de reprendre les efforts de poussée sur la paroi et de les transmettre aux butons, la paroi est ainsi rigidifiée. Les butons peuvent aussi être mis en œuvre sous une force de précontrainte.

Les avantages du renforcement par des butons sont :

- L'usage des butons n'exige pas des limitations associées au type de sol.
- L'usage des butons ne présente pas des contraintes juridiques puisque les butons sont intérieures et n'influent pas aux fonds voisins.

Les inconvénients du renforcement par des butons sont :

- L'usage des butons rend la fouille encombrée, ce qui rendra difficile les ouvrages de terrassement, pour remédier le plus possible à cet inconvénient on peut utiliser des butons inclinés horizontalement de  $45^\circ$ .
- L'exécution des butons est difficile dans les grandes fouilles.



Figure III-6 : Butonnage

### 3. Les méthodes de calcul d'écrans de soutènement

Après avoir décrit les différents écrans de soutènements ainsi que les différents systèmes d'appui, on présente dans une deuxième partie les différentes méthodes de dimensionnement et de calcul des écrans de soutènement qui existe aujourd'hui. On distingue cinq familles de méthode énumérées comme suivant (Delattre, 2001) :

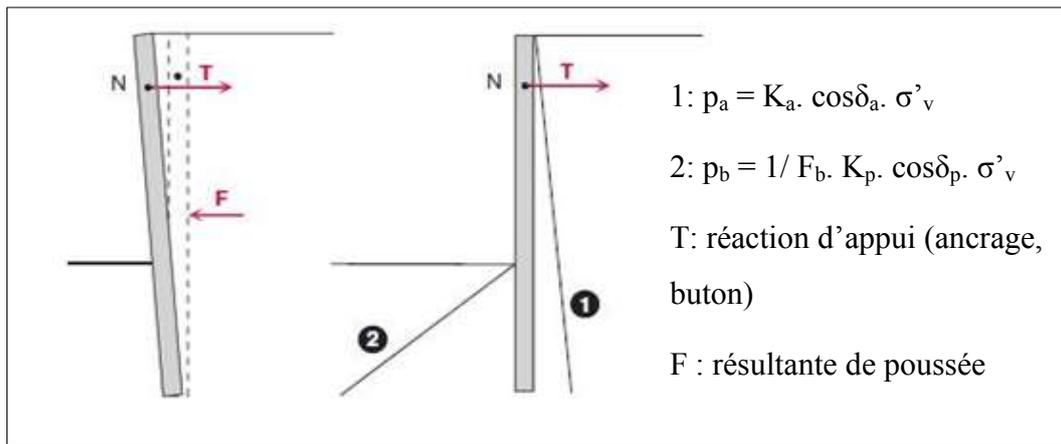
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.
- Les méthodes classiques, dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure.
- La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.

Les méthodes classiques dites à la rupture basées sur l'équilibre des états limite de poussée et de butée, la méthode au coefficient de réaction basée sur les lois rhéologiques ou comportements élasto-plastiques, les méthodes empiriques et semi-empirique qui tiennent compte du comportement observé des ouvrages et enfin la méthode des éléments finis basée sur les modèles de comportement des sols sophistiqués.

Dans ce présent paragraphe, on s'est intéressé à présenter trois principales méthodes avec plus de détails. [18]

#### 3.1 Les méthodes classiques

La première et la plus immédiate des méthodes classiques de calcul des écrans de soutènement, est la méthode de la butée simple. Elle fait l'hypothèse que, sous l'action de la poussée des terres, l'écran se déplace de façon rigide et mobilise en réaction, d'une part la butée du terrain le long de la partie en fiche et, d'autre part l'appui en partie supérieure. Donc, il en résulte respectivement une pression active et une pression passive du sol, lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une expansion du massif du sol ou vers l'extérieur du massif on parle de pression active ou de poussée et quand l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif ou vers l'intérieur du massif la pression est passive ou butée (Figure III-7).



**Figure III-7 : Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions (terrain frottant homogène)**

En s'appuyant sur la notion de poussée et de butée, les méthodes classiques basées sur des schémas de comportement simplifiés s'intéressent à la vérification des deux états d'équilibre limite résultants et par conséquent, elles nécessitent la détermination des distributions des contraintes exercées sur l'écran par application de différents coefficients, en particulier, on parle du coefficient de pression latérale des terres  $k_0$  du coefficient de poussée  $k_a$  et du coefficient de butée  $k_p$ . Outre du poids volumique, le comportement du sol est défini par deux principaux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol qui sont l'angle de frottement et la cohésion du massif, cependant l'interaction sol-écran est considérée généralement rugueuse.

Toutefois, ces deux états limites peuvent être vérifiées et justifiées en fonction de l'équilibre des contraintes développées dans le massif du sol autour de l'écran ou par l'équilibre des résultantes des forces exercées par le sol sur la paroi.

Alors, ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le pré-dimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants, mais elles ne permettent pas de déterminer les déplacements du sol et de l'écran. Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement comme les méthodes de Rankine, Boussinesq, Blum Tschebotarioff et Rowe etc...Mais, compte tenu de la nécessité de réaliser des ouvrages enterrés à proximité immédiate d'ouvrages existant, cela explique l'apparition des méthodes du coefficient de réaction. [18]

Les avantages des méthodes de calcul classiques :

- Application facile et rapide.
- Bonne adaptation pour le pré-dimensionnement de la fiche.
- Prise en compte d'un coefficient de sécurité.

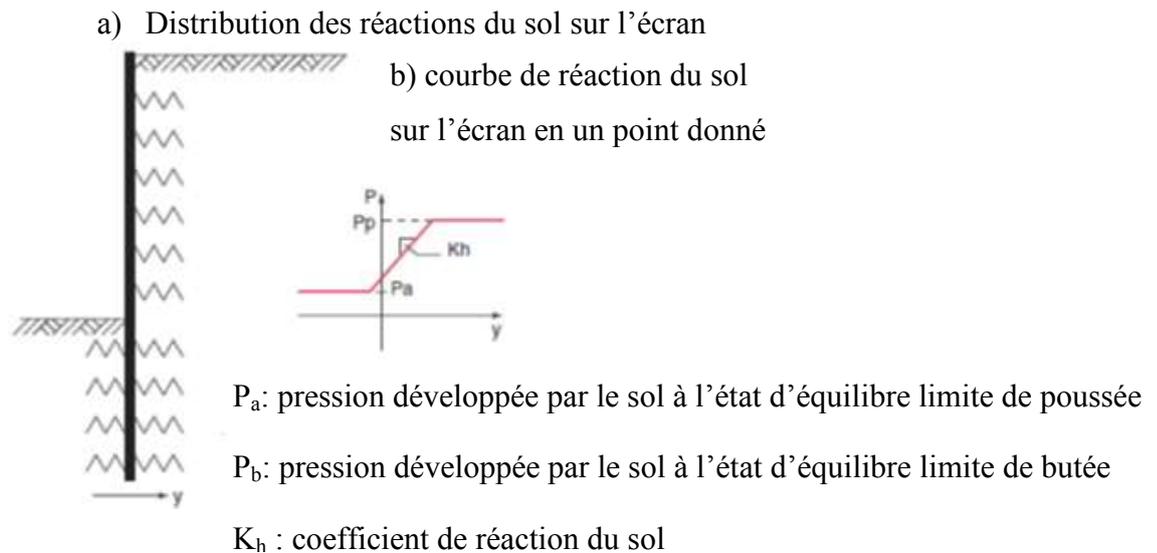
Les inconvénients des méthodes de calcul classiques :

- Comportement extrêmement simplifié du sol et de la structure.
- Écran rigide.
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Pas d'indication sur les déplacements de l'écran.
- Pas d'interaction sol-structure.
- Pas de prise en compte de plusieurs lits de tirant.
- Limitation des sollicitations et des types de surcharges.

### **3.2 La méthode du coefficient de réaction**

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode du coefficient de réaction introduit deux éléments qui jouent un rôle important dans le comportement de l'ouvrage. Ce sont les déformabilités de l'écran et du sol reflétées respectivement par le produit d'inertie  $EI$  du premier et le coefficient de réaction  $k_h$  du second, dont les valeurs déterminent dans une large mesure les efforts externes et internes appliqués à l'écran (Figure III-8). En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau.

En outre, la détermination de ce coefficient fait l'objet des règles plus ou moins empiriques dont aucune n'est universellement acceptée. Il n'en reste pas moins que, si l'on tient compte des valeurs de  $k_h$  tirées des règles établies à partir de l'interprétation de mesures sur ouvrages, le calcul permet d'obtenir une estimation acceptable des sollicitations appliquées à un écran. [18]



**Figure III-8 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction**

Terzaghi en 1955 fut l'un des premiers à s'intéresser à ce sujet, à partir d'études expérimentales du comportement de structures encastées dans le sol, Terzaghi propose de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages ancrés dans du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides.

Pour les sables :  $k_h = l_h \frac{z}{D}$

Pour les argiles raides :  $k_h = k_{h1} \frac{1}{D}$

Avec :

$z$  = le niveau considéré de la fiche.

$D$  = la « longueur sollicitant » dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement.

$l_h$  = constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau.

$k_{h1}$  = constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

Un autre contributeur à la détermination du coefficient de réaction fut Schmitt dont les travaux reposent sur le caractère non linéaire de la loi de réaction du sol sur l'écran (Schmitt, 1984, 1995, 1998). Son approche basée sur la théorie de l'élasticité linéaire, la théorie des poutres sur appuis élastiques et des observations expérimentales de parois moulées le conduit à proposer une formule déterminante  $k_h$  :

$$k_h = \frac{2.1 \times \left(\frac{E_m}{\alpha}\right)^{4/3}}{(EI)^{1/3}}$$

Avec :

$\alpha$  = coefficient rhéologique du sol selon L.Menard.

$E_m$  = valeur moyenne sur la longueur  $a$  du module pressiométrique exprimée en MPa.

Le produit  $EI$  pour une paroi moulée continue composée de béton et de section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$EI = E_b \frac{bh^3}{12}$$

$$d = h = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \text{ et } EA = E \cdot h \cdot b$$

Avec :  $E = E_b$  : module d'Young du béton (Pa/kPa).

$d = h$  = épaisseur équivalente de la paroi (m).

$b$  = largeur d'élément de la paroi (m).

$A$  = aire de l'élément paroi.

Les travaux de Schmitt aborde également de calcul de la pression des terres au niveau de la partie

en fiche. La longueur élastique  $L_0$  de la paroi est donnée par la formule :  $L_0 = \sqrt[4]{4 \frac{Eb I}{Kh b}}$

- Si  $D > 3L_0$  : la paroi est considérée comme souple.
- Si  $D < L_0 / 2$  : la paroi est rigide.
- Si  $L_0 / 2 < D < 3L_0$  : la paroi est semi-rigide.

Malgré le succès de la méthode aux coefficients de réaction, il ne faut pas oublier qu'elle donne d'une façon très approximative les déformations subies par l'ouvrage car ces derniers sont liés aux valeurs de  $k_h$  qui, selon Schmitt (1998), ne peuvent jamais être connues à moins de 100% près.

Parallèlement au succès de la méthode aux coefficients de réaction qui reste la méthode de base pour les ouvrages courants, le besoin de modéliser le comportement d'écrans de soutènement en interaction avec d'autres ouvrages a favorisé le développement de la méthode aux éléments finis pour les ouvrages complexes. [18]

Les avantages de la méthode du coefficient de réaction :

- Applicable à tous types de terrain et à tous types de géométrie simple.
- Autorise la prise en compte de plusieurs tirants et butons.
- La prise en compte de l'interaction sol-structure.
- L'estimation de l'allure de la déformée.
- Le calcul des efforts dans l'écran et les ancrages (L'écran rigide ou flexible).

Les inconvénients de la méthode du coefficient de réaction :

- La difficulté sur le choix du coefficient de réaction.
- La nécessité d'un pré-dimensionnement.
- Pas de justification théorique (méthode empirique).
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Mauvaise adaptation à l'évaluation des déplacements de l'écran.

### **3.3 La méthode des éléments finis**

La méthode aux éléments finis est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations à travers les lois de comportement. Pour le faire, le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements. Cette approche offre la possibilité de prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement des phénomènes très complexes d'interaction sol-structure que les méthodes théoriques classiques ne peuvent pas effectuer.

Donc elle permet la prise en compte :

- De lois complexes de comportement du sol.
- D'un champ de contrainte initial adapté à l'histoire géologique et hydrogéologique du site.
- De différents types d'écrans.
- Du comportement tridimensionnel des ouvrages de soutènement.
- Du comportement des appuis (butons, tirants, radiers).

L'utilisation de lois complexes de comportement de sol, permet d'approcher au mieux le comportement réel des sols, et cela implique la réalisation d'essais spécifiques en laboratoire.

Alors, lorsque la géologie et la géométrie du site sont complexes, la réalisation d'un calcul préalable permettant de préciser le champ des contraintes dans le site avant les travaux est possible grâce à la méthode aux éléments finis, et cela est similaire en présence d'une nappe. Donc, la modélisation du champ de pressions initiale et des écoulements, nécessite un calcul préalable et une connaissance précise des conditions hydrologiques réelles.

En conclusion, la méthode aux éléments finis permet d'approximer au mieux le comportement réel des ouvrages de soutènement, et cela implique la réalisation d'une modélisation précise et parfois complexe de chacun des paramètres influençant le comportement des ouvrages de soutènement. D'où, pour modéliser un ouvrage de soutènement en éléments finis, une bonne connaissance des facteurs affectant les mouvements du sol et des systèmes de soutènement et les différents mécanismes engendrés est indispensable. Ces facteurs comprennent la nature et les propriétés du sol, la durée de la construction, le type de soutènement, la rigidité du soutènement, le degré d'encastrement du soutènement, la méthode de construction du soutènement et le phasage des travaux, les méthodes de construction des structures à l'intérieur de l'excavation, la forme et la profondeur de l'excavation, l'intensité des surcharges et les structures voisines. Ainsi, certains de ces facteurs peuvent être contrôlés, mais les autres dépendent des conditions réelles d'exécution des travaux, de telle sorte que la quantification du mécanisme des déformations et l'analyse théorique des déplacements s'avèrent difficiles.

#### 4. Choix du type d'ouvrage de soutènement

Plusieurs types d'ouvrages de soutènement sont disponibles : paroi moulée, rideaux de palplanches, parois de pieux, etc... Ainsi, le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation, du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques et hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural...).

Donc, plusieurs critères doivent être pris en considération, mais celui le plus dominant est la présence de l'eau, ce qui impose la nécessité d'une haute étanchéité de l'ouvrage. Alors, la présente étude vise à définir précisément le type de soutènement des terres à considérer lors des excavations étant donné la nature du site et les surcharges.

Concernant la paroi moulée, elle constitue un soutènement permanent intégré dans la structure, en plus la continuité de la paroi facilite la gestion de la nappe phréatique. Mais, compte tenu des difficultés liées son exécution dans un sol rocheux, les incertitudes sur le positionnement des cages d'armatures, l'enrobage des armatures, la nécessité d'avoir une emprise relativement importante à proximité du chantier pour la centrale de boue bentonite (coûteux) et les problèmes d'étanchéité, on a recours à chercher une autre solution d'écran de soutènement qui s'avère plus économique et qui favorisera une meilleure étanchéité.

Ensuite, les rideaux de palplanches est une méthode bien adaptée à la réalisation de soutènement en présence d'eau car elle permette la réalisation d'une paroi étanche. Par contre, les limites d'utilisation des palplanches métalliques sont essentiellement liées à leur mode de mise en œuvre surtout dans des sols rocheux et à leurs caractéristiques dimensionnelles, en plus leur utilisation peut poser des problèmes particuliers en site urbains en raison des nuisances créés par le fonçage à proximité d'habitations. Donc, cette méthode n'est pas applicable dans ce cas puisque ce sol est constitué de calcaire gréseux en profondeur (roche).

En plus, le soutènement par pieux sécants et tangents n'est pas recommandé à cause de la difficulté pendant l'exécution. L'alignement des pieux est difficile à atteindre ainsi que le coût d'exécution est élevé, en plus l'étanchéité entre les joints est difficile à obtenir.

Donc le système de soutènement utilisé dans ce cas d'étude est la paroi des pieux espacés associés à une couche de béton projeté qui assure l'étanchéité. Ce système de soutènement supporte les charges faibles et élevées ainsi qu'il s'adapte dans tous les types de sol et dans des chantiers de différentes tailles, en plus il peut être exécuté près des bâtiments adjacents à cause des faibles nuisances sonores et d'absence de vibrations.

Par suite, concernant le système d'appuis pour les excavations de dimensions modérées, l'usage des butons s'avère plus économique que l'usage des tirants. Mais en pratique, les butons de grandes longueurs sont difficiles à manipuler et demandent des engins importants, pour cette raison les tirants sont plus économiques dans des excavations de grandes dimensions.

Donc, les tirants d'ancrage est le système d'appui utilisé dans ce cas d'étude.

Enfin, Le système de soutènement choisi nécessite la mise en place des pieux espacés associés à une couche de béton projeté avec plusieurs lits de tirants d'ancrage.

## 5. Étude de cas

### 5.1 Description du projet

Le projet Dbayeh 554 est une tour composée de 20 étages courants, un rez-de-chaussée et quatre sous-sols, ce qui impose une fouille dont la profondeur est de 13m dans un sol fin. Cela explique la nécessité d'un système de soutènement pour maintenir la stabilité globale de l'excavation et de prévenir tout risque d'effondrement du sol.

Donc le choix de la méthode de soutènement des sols est étroitement lié à la détermination de ces causes de désordres auxquelles il faut remédier.

Sachant que le sol étudié est un sol fin (argile sableux et calcaire gréseux de qualité médiocre), donc ces caractéristiques essentielles sont les suivantes :

- Subissent des déformations importantes sous les charges appliquées.
- Sa capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues dans les projets.

Les problèmes que l'on rencontre en pratique sont tous liés aux caractéristiques précédentes :

- Instabilité de l'ouvrage.
- Déformation excessifs à court terme.
- Tassements des structures voisines.

#### 5.1.1 Situation géographique du projet

L'analyse et la conception du système de soutènement sont basées sur trois sections principales en prenant en considération les charges induites par les structures environnantes, le type du sol rencontré et les travaux d'excavation différentiel. Alors, ce qui suit présente les trois sections choisies:

- Du côté Nord - Ouest du projet, existe une ancienne structure résidentielle constituée de six étages et sans sous-sols. Le niveau de la fondation est à -0.5m du niveau du sol.
- Du côté Sud du projet, est située une route.
- Toutes les autres côtés du projet sont en général déchargées (jardin).

Le Tableau III-I présenté ci-dessous résume les propriétés géographiques des sections :

**Tableau III-I : Propriétés géographiques**

<b>Section</b>	<b>Périmètre (m)</b>	<b>Profondeur de l'excavation (m)</b>	<b>Remarques</b>
<b>A-A</b>	20	13	Route
<b>B-B</b>	18	13	Bâtiment
<b>C-C</b>	103	13	Vide
<b>TOTAL</b>	141	13	

### 5.1.2 Surcharges

Les surcharges sont considérées comme suit :

- Adjacent à la route : 20 KPa.
- Adjacent à la structure : 15 KPa par étage, c'est égal à un total de 90 KPa.
- Adjacent au jardin : 10 KPa.

## 5.2 Plan de la conception du système de soutènement

La procédure de la conception adoptée est la suivante :

- Effectuer un calcul de charge préliminaire au moyen d'un calcul manuel pour déterminer la pression exercée sur les parois de soutènement.
- Arriver à une conception préliminaire du système de soutènement en fonction des charges déterminées, en choisissant les éléments de renforcement convenables et leur distribution sur les parois périphériques.
- Etablir une section à chaque endroit où il y a une modification des charges, des surcharges, des paramètres du sol et des niveaux d'excavation.
- Modéliser la conception préliminaire sur un logiciel d'éléments finis (Plaxis) pour vérifier la stabilité et la déflexion du système.
- Améliorer la conception en atteignant le système de soutènement le plus économique sans dépasser la valeur minimal du coefficient de sécurité.
- Modéliser les mêmes sections sur le logiciel Talren 4, et vérifier le facteur de sécurité de la conception préliminaire.
- Vérifier les moments et les forces axiales des éléments renforcés (flexion et cisaillement des pieux...).
- Concevoir la structure des pieux et des poutres ainsi que le ferrailage par le calcul manuel, et enfin déterminer les dimensions finales ainsi que les dessins nécessaires d'exécution.

La conception est basée sur les états limites suivantes : (i) vérification de la capacité de résistance des tirants et des pieux, (ii) vérification de la stabilité d'ensemble, (iii) vérification de la déflexion du système de soutènement. Les normes suivantes ont été utilisées dans le calcul :

1. La pression des terres est évaluée conformément à la théorie de la pression des terres de Rankine.
2. Interaction sol-structure est effectuée par l'analyse élastique des poutres permettant une déflexion maximale voir en Annexe D.
3. L'analyse globale de la stabilité est effectuée conformément à la méthode de bishop pour l'analyse de la stabilité.

### 5.3 Conception préliminaire et détaillée : Section A-A adjacente à la route

On effectuera les calculs manuels nécessaires pour trouver la pression des terres appliquée sur les parois et pour pouvoir choisir les éléments de renforcement appropriés, ainsi que leurs dimensions pour le système de soutènement choisi. La même conception peut ensuite être appliquée aux autres sections et optimisée par l'application logicielle.

#### 5.3.1 La pression des terres

Comme indiqué précédemment, la pression des terres est évaluée en se basant sur la théorie de Rankine, ce qui signifie que les coefficients de poussée et de butée d'un sol (actifs et passifs) sont trouvés pour les trois couches de sols différents :

$$K_a = (\tan(45 - \phi/2))^2$$

$$K_p = (\tan(45 + \phi/2))^2$$

Pour la couche d'argile sableuse :

$$K_a = 0.36$$

Pour la couche de gravier:

$$K_a = 0.2$$

Pour le calcaire gréseux:

$$K_a = 0.36 ; K_p = 2.66$$

Pour calculer la pression active et passive exercée sur la membrane, une section a été faite suivant chaque modification des propriétés du sol ou des propriétés hydraulique. Chaque section a été soumise au poids transféré par le sol au-dessus, représentée par une surcharge verticale équivalente et à la contrainte induite par son poids propre variant linéairement de haut jusqu'au fond de la couche. En plus, l'effet de cohésion du sol a été prise en considération et représenté par :

$$2c\sqrt{K}$$

Enfin, la pression hydraulique isotrope a été ajoutée aux charges ci-dessus.

La Figure III-9 ci-dessous montre le diagramme de calcul de la pression des terres. Le calcul de ces diagrammes est présenté en Annexe B.

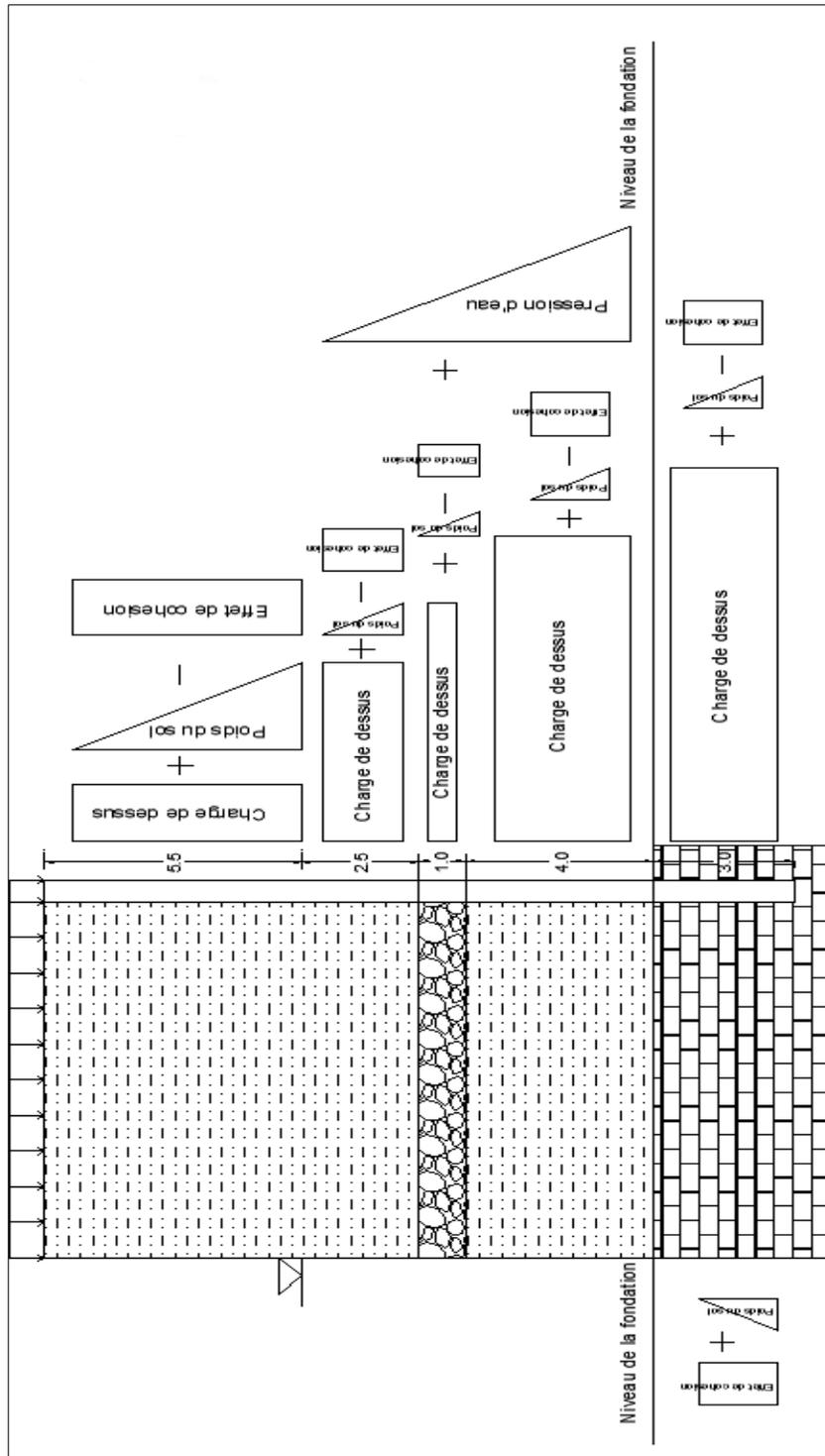


Figure III-9 : La pression des terres – Calcul manuel (m)

### 5.3.2 Analyse du calcul

D'après la Figure III-10, on peut voir que la pression des terres à la traction existe à partir de la surface du sol et s'étendant en dessous jusqu'à 5.7m, ceci a été prévu grâce à la présence des sols cohérents dans les couches supérieures du sol. Ce phénomène sera évalué ultérieurement à l'aide des applications logicielles.

Alors, la pression du sol augmente linéairement par rapport au poids du sol et le coefficient de pression latérale des terres de chaque couche, pour atteindre sa valeur maximale au niveau de la fondation qui est à -13m sous le niveau du sol.

Par suite, la cohésion relativement élevée dans la couche de calcaire gréseux qui se trouve au niveau de la fondation va provoquer une diminution de la pression active des terres exercée sur la membrane.

Enfin, il est important de noter que la tension dans le sol dans la partie supérieure de notre excavation à 5.7m va provoquer des problèmes de stabilité, par conséquent l'ancrage du sol doit être conçus et placés d'une façon adéquate pour remédier à cette tension et éviter tout risque de fissuration ou d'effondrement de sol dans les étapes suivantes de l'excavation.

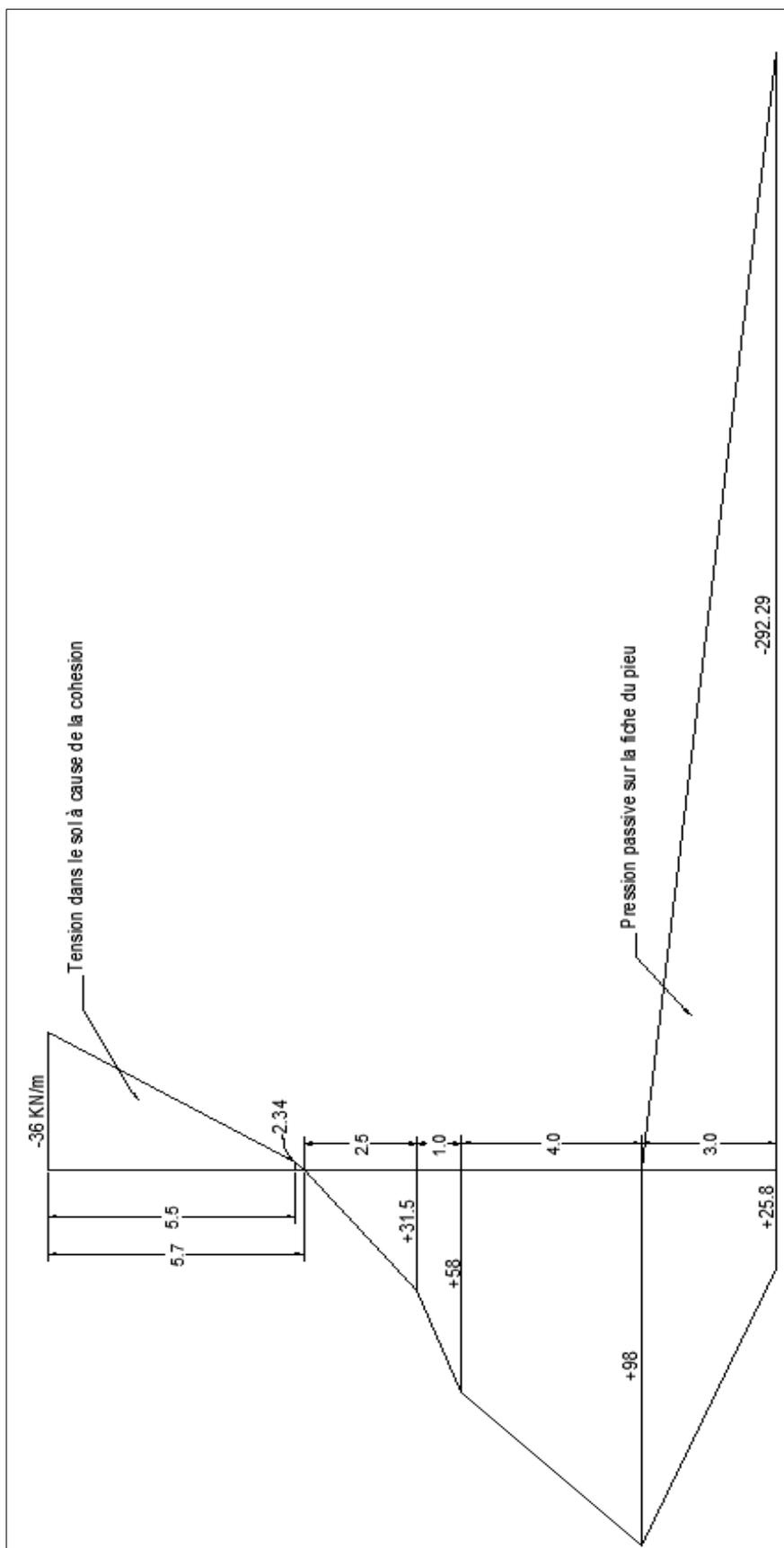


Figure III-10 : La pression latérale des terres

### 5.3.3 La conception du tirant d'ancrage

Les tirants d'ancrage sont ajoutés pour amener la stabilité des pieux, on distingue deux types de tirant d'ancrage :

- Tirants d'ancrage provisoires qui n'ont qu'un rôle temporaire et deviennent inutiles après la fin de construction.
- Tirants d'ancrage permanents qui assurent la stabilité pendant la durée de vie de l'ouvrage.

Lorsque le soutènement doit maintenir les parois d'une fouille, la forme de ce massif varie avec la progression des terrassements. Il faut donc, surtout quand il y a plusieurs lits d'ancrages, vérifier la stabilité et déterminer les efforts sollicitant la paroi et les tirants au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Ainsi, la stabilité générale du terrain environnant la structure est spécialement vérifier dans le cas des sols hétérogènes et de caractéristiques médiocres.

La conception des tirants d'ancrage dans le sol doit répondre aux conditions suivantes :

1. La stabilité d'ensemble : il faut s'assurer que la longueur d'ancrage est suffisante pour assurer la stabilité des pentes et atteindre le facteur de sécurité exigé.
2. La capacité de résistance des tirants : chaque tirant doit être calculé d'une manière à maintenir la charge de conception à condition :
  - L'ancrage de chaque tirant soit suffisant pour ne pas être arraché.
  - Non-glissement des armatures à l'intérieur du coulis.
3. Déflexion du système de soutènement : l'ensemble du système de soutènement doit vérifier les conditions de déflexion. Puisque l'ancrage est un élément essentiel de renforcement affectant la déflexion, il doit donc être conçu pour répondre aux états limites de déflexion.

#### 5.3.3.1 Dispositions constructives des tirants d'ancrage

Les phases de mise en place d'un tirant sont les suivant :

- Forage d'un trou de diamètre entre 100 à 200mm.
- Mise en place de l'armature.
- Accrochage du terrain au sol par scellement au moyen d'un coulis ou d'un mortier.
- Mise en tension du tirant qui se découpe en un certain nombre de phases.

En plus, la mise en place de ces tirants d'ancrage est principalement basée sur le mode de rupture qui se produit en prenant en considération les critères suivants:

- Il convient de minimiser la déflexion dans la partie supérieure du sol.
- L'injection du coulis est préférable d'être construit au-dessus de la nappe phréatique.
- Les ancrages sont faits pour remédier aux tensions dans la partie supérieure de l'excavation à 5.7m.
- Les ancrages doivent être placés d'une manière à positionner facilement l'appareil de forage au bon endroit.

Alors, les ancrages sont placés en trois lits, le premier est situé à 0.5m au-dessous du niveau du sol, le deuxième à 3m au-dessous du niveau du sol et le troisième à 5m au-dessous du niveau du sol. Ainsi, ces trois lits d'ancrages couvrent la zone de tension provoquant une défaillance. Par suite, la mise en place de ces tirants doit être optimisée après la modélisation logicielle.

### 5.3.3.2 La longueur des tirants d'ancrage

Un tirant est formé de deux parties, une partie libre lisse formée des armatures  $L_L$  et une autre partie rugueuse  $L_S$  de ciment qui assure le frottement entre le tirant et le sol.

Pour pré-dimensionner un tirant, tout d'abord on détermine la direction et la valeur de l'effort de traction de service  $T_s$ , ensuite on dimensionne les différentes parties du tirant. Après avoir choisi le type et la nuance d'acier appelé à constituer l'armature du tirant, on dimensionne sa section d'acier, la longueur libre du tirant et la longueur de scellement du tirant.

Selon Mohr-Coulomb, la surface de rupture active dans une coupe la plus probable de se produire à un angle égal à :

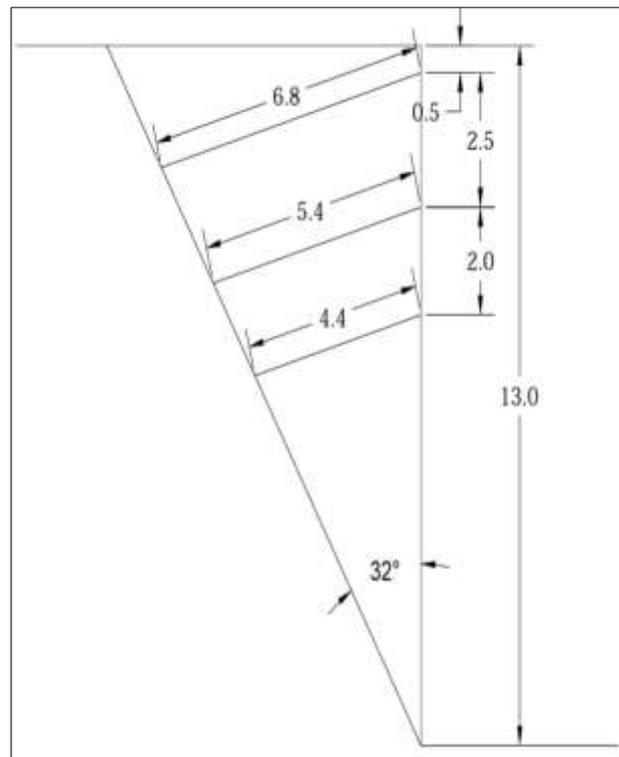
$$\alpha = 45 - \phi/2 = 45 - 27/2 = 31.5^\circ$$

Cela est utilisé pour déterminer la longueur libre d'ancrage nécessaire pour chaque lit.

Par conséquent, les longueurs libres suivantes ont été calculées pour les trois lits d'ancrage respectivement de haut jusqu'en bas. La Figure III-11 est représentée pour résumer les résultats.

Pour tenir compte des écarts d'inclinaison, les erreurs de rupture et les incertitudes de sol les longueurs libres considérées sont les suivantes:

- 8m pour le premier rang situé à 0.5m sous la surface du sol.
- 7m pour le second rang situé à 3m sous la surface du sol.
- 5m pour le troisième rang situé à 5m sous la surface du sol.



**Figure III-11 : Longueur libre – Ancrage**

La longueur scellée est calculée après avoir déterminé la contrainte nécessaire par ancrage, et révisé après la modélisation logicielle afin d'assurer qu'il n'y a aucun risque qu'un tirant extrait du sol. D'où les longueurs de scellement suivantes ont été retenues :

- 10m pour le premier rang situé à 0.5m sous la surface du sol.
- 10m pour le second rang situé à 3m sous la surface du sol.
- 10m pour le troisième rang situé à 5m sous la surface du sol.

### 5.3.3.3 La charge de contrainte des tirants d'ancrage

Puisque la fonction des tirants d'ancrage dans notre cas est de remédier aux tensions dans la partie supérieure du sol et non pas pour la pression latérale des terres, la charge de contrainte nécessaire pour chaque ancrage ne peut pas être déterminée par un calcul manuel. Donc, des ancres ayant 2 câbles peut être choisis et optimisés s'il est nécessaire après l'application logicielle.

Par conséquent, la charge de contrainte proposée pour chaque ancrage dans le premier rang est de 200KN/ancrage espacés de 1.5m, et peut être diminué à 150KN/ancrage espacés de 2m dans les deuxième et troisième rangs puisque la déformation la plus critique à prévenir est au niveau supérieur du sol.

Comme indiqué précédemment la charge proposée ci-dessus sera évaluée et optimisée après l'application du logiciel, en plus les longueurs de scellement et les propriétés des matériaux des tendons seront également déterminées.

### 5.3.4 Dimensionnement préliminaires des pieux forés

Le système de soutènement proposé se compose de pieux forés circulaires et cela pour fournir la rigidité nécessaire à supporter la pression latérale des terres appliquée.

Le diamètre des pieux est principalement contrôlé selon les exigences de résistance, c'est-à-dire le moment de flexion et de cisaillement que le pieu doit supporter. Puisque ces valeurs ne pouvaient pas être définies par un calcul manuel, un diamètre préliminaire de 60cm a été supposé.

La longueur du pieu et de la profondeur d'enfoncement sont déterminés en considérant une profondeur d'enfoncement suffisante pour s'assurer que la section du pieu au fond de l'excavation atteindra la capacité de résistance ultime avant la rupture ou l'érosion du sol. En plus, la profondeur d'enfoncement joue un rôle essentiel pour le débit de la nappe phréatique, en élargissant la distance d'écoulement à parcourir par les eaux souterraines avant de sortir au fond de l'excavation.

Ainsi, pour des pieux ayant un diamètre de 60cm, une règle consiste à prendre une profondeur d'enfoncement à peu près égale à 3m, et puisque cette section est située sous une route, les pieux seront espacés de 0.8m entraxe. Par suite ce dimensionnement préliminaire pourrait être amélioré s'il est nécessaire après l'application du logiciel.

## 5.4 Application logicielle

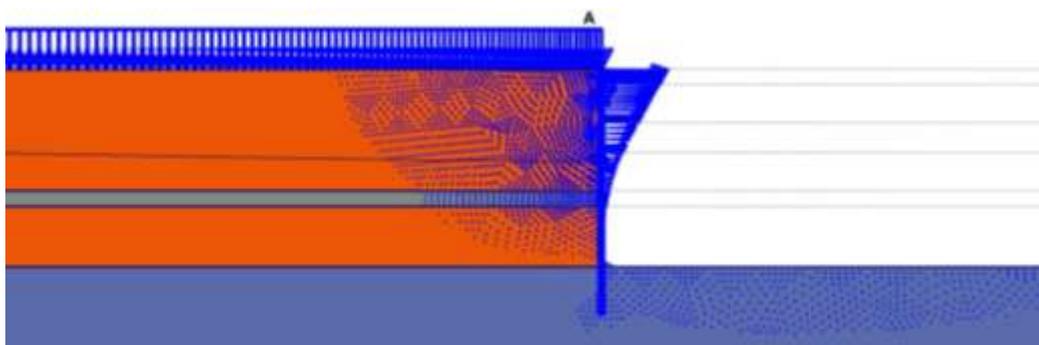
La conception du système de soutènement a été calculée et vérifiée à l'aide de deux logiciels. Tout d'abord, « Plaxis V8 » un logiciel d'élément fini, il est utilisé pour réaliser des études précises en tenant compte du phasage réaliste d'exécution, cette méthode aux éléments finis permet de tenir correctement du comportement du sol et permet de déduire le déplacement au sein du massif, les zones de plasticité, les sollicitations (le moment, les forces axiales et de cisaillement) dans la paroi et dans les ancrages, ainsi que le coefficient de sécurité de la pente et la forme de la surface de rupture la plus probable. Ensuite, « Talren 4 » un logiciel analytique pour le calcul du coefficient de sécurité et qui basé sur les méthodes d'équilibre limite (Fellenius, Bishop ...).

### 5.4.1 Modèle sur PLAXIS V8

#### a. Excavation non renforcée – type et cause de rupture

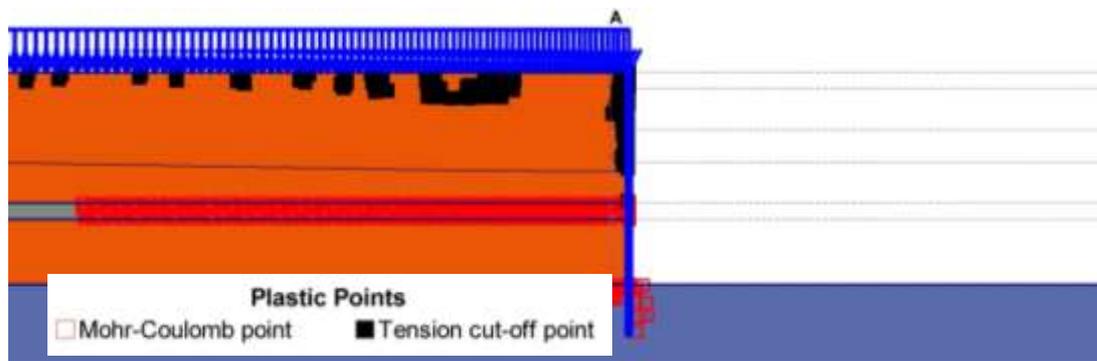
Le premier calcul a été fait pour une excavation non renforcée pour déterminer si l'excavation peut naturellement être stable, ou si une rupture se produirait quel serait le type de la rupture. A cette phase, le calcul n'a pas atteint son dernier étape et a donné un  $\Sigma M_{\text{stage}} = 0.779$  ce qui signifie que la rupture s'est produite à 77.9% de l'excavation.

En traçant le déplacement progressif représenté dans la Figure III-12, on peut remarquer que la défaillance s'est produite dans la partie supérieure du sol et qui montre la rupture de tension déjà rencontré par le calcul manuel.



**Figure III-12 : Déplacement progressif – Excavation non renforcée – Section A-A**

Alors, si ce phénomène s'est produit, les points plastiques doivent être présents dans cette région. En effet, la Figure III-13 montre la présence des points plastique (des points dans le sol soumis à la tension) dans la même région repérée par le calcul manuel, s'étendant à environ 5.7m sous la surface du sol.



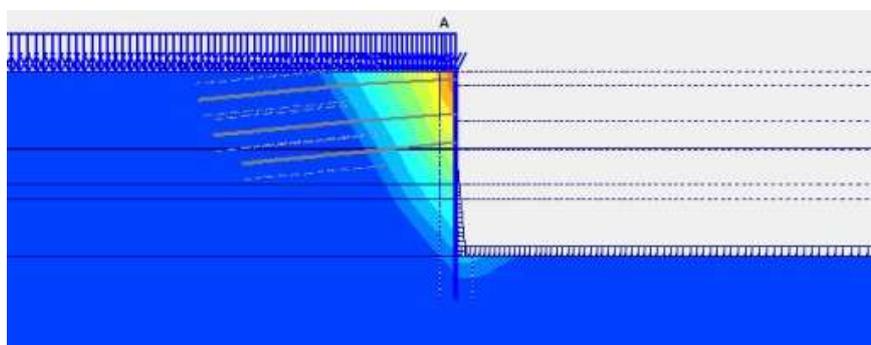
**Figure III-13 : Points plastiques – Excavation non renforcée – Section A-A**

Donc, si la tension est la seule cause de la rupture de l'excavation non renforcée, la même configuration avec une tension soumise dans le sol permettrait de donner une fouille sécuritaire sans renforcement.

Un  $\Sigma M_{\text{Stage}} = 1$  est obtenu dans ce cas en montrant la réalisation des travaux d'excavation non renforcée, où le sol a été autorisé à soutenir les forces de traction.

Également, ce modèle peut nous aider à déterminer le facteur de sécurité de l'excavation non renforcée permettant une tension à être développé et soutenu par le sol, d'où le facteur de sécurité obtenu est de 1.5. Dans ce cas, la forme de la surface de rupture va nous permettre de concevoir les tirants d'ancrages dans les étapes ultérieures.

Enfin, comme les résultats obtenus par Plaxis ont montré une tension à une profondeur voisine de la profondeur obtenue par le calcul manuel, donc la nécessité des tirants d'ancrage est alors confirmée. Pour vérifier le choix des longueurs libres d'ancrage, la surface de rupture (Figure III-14) obtenu à partir de l'excavation non renforcée permettant le développement de la tension sera utile.



**Figure III-14 : Surface de rupture – Section A-A**

### b. La solution proposée – Tirants d’ancrage

Comme proposé précédemment, l’ancrage de la partie supérieure de la membrane est une solution à la tension dans le sol. La profondeur de la fissure de tension trouvée par Plaxis et par le calcul manuel est égale à 5.7m – 6m sous la surface du sol

Par conséquent, l’emplacement des tirants d’ancrage est proposé comme suit :

- Le premier rang situé à 0.5m sous la surface du sol pour l’exécution de la poutre de couronnement.
- Le deuxième rang situé à 3m sous la surface du sol.
- Le troisième rang situé à 5m sous la surface du sol.

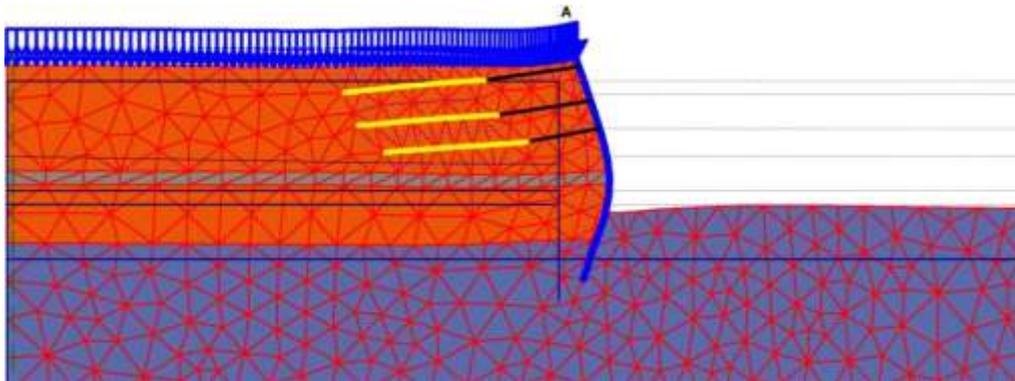
Les étapes adoptées pour la construction peuvent être résumés dans le Tableau III-II:

**Tableau III-II : Description d’étape**

<b>Numéro d’étape</b>	<b>Construction réelle</b>	<b>Description correspondante de Plaxis</b>
<b>1</b>	Survenance de charges	Activer la charge
<b>2</b>	Exécuter les pieux	Activer l’élément de plaque
<b>3</b>	Excaver jusqu’au -1m	Désactiver le 1 <sup>er</sup> groupe
<b>4</b>	Installation du 1 <sup>er</sup> rang d’ancrage + charge de contrainte	Activation du 1 <sup>er</sup> rang d’ancrage + une précontrainte
<b>5</b>	Excaver jusqu’au -3.5m	Désactiver le 2 <sup>nd</sup> groupe
<b>6</b>	Installation du 2 <sup>nd</sup> rang d’ancrage + charge de contrainte	Activation du 2 <sup>nd</sup> rang d’ancrage + une précontrainte
<b>7</b>	Excaver jusqu’au -5.5m	Désactiver le 3 <sup>ème</sup> groupe
<b>8</b>	Installation du 3 <sup>ème</sup> rang d’ancrage + charge de contrainte	Activation du 3 <sup>ème</sup> rang d’ancrage + une précontrainte
<b>9</b>	Excaver jusqu’au -13m + construire les tranchées de rabattement de la nappe phréatique	Désactiver tous les groupes jusqu’au -13m + effectuer l’analyse de rabattement de la nappe phréatique

Le calcul a été effectué de nouveau selon les étapes de construction, et la dernière excavation a été atteinte avec succès sans aucun effondrement du sol.

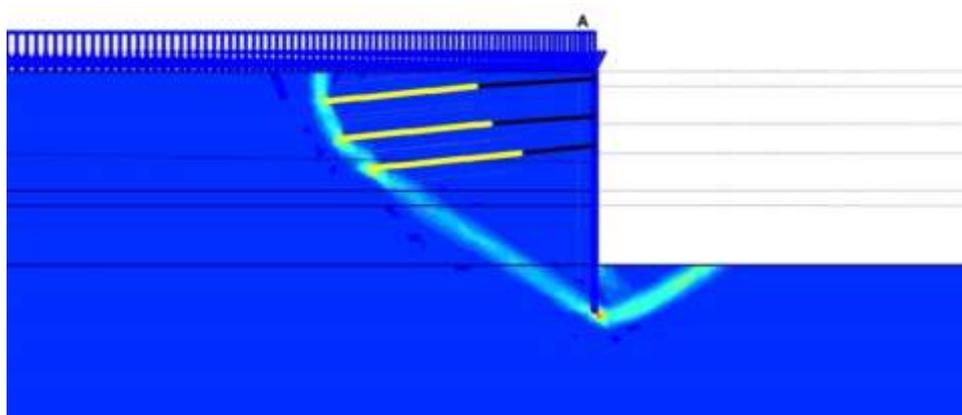
La Figure III-15 montre la déformée finale de l'excavation après l'achèvement de toutes les étapes. Il est remarquable que la déflexion maximale du pieu se produit au fond de l'excavation et retenu à sa partie supérieure, ce qui répond à nos exigences pour éviter les fissures dans la route (et le bâtiment de la section suivante).



**Figure III-15 : La forme de la déformée – Section A-A**

Ensuite, le facteur de sécurité trouvé de l'excavation renforcée est égal à 1.51, il est modérément élevé pour une telle structure de soutènement. Mais, à cette étape il reste acceptable pour maintenir le système de soutènement appliqué, et il est optimisé après avoir vérifié l'état limite de flexion.

La Figure III-16 montre la surface de rupture la plus probable avec le facteur de sécurité obtenu par Plaxis pour une excavation renforcée.



**Figure III-16 : Surface de rupture – Excavation**

### c. Déflexion

Le dernier état limite à contrôler est l'état limite de service. Puisque la conception du système de soutènement a été effectuée au moyen de l'analyse de poutre élastique, la déflexion au sommet du pieu doit être comparée aux normes européennes « EC3 » donnée dans l'Annexe D.

La déflexion dans la partie supérieure du pieu a été trouvée égale à 25.8mm comme indiquée sur la Figure III-17 ci-dessous :

Plate	Element	Node	X [m]	Y [m]	Ux [10 <sup>-3</sup> m]	Uy [10 <sup>-3</sup> m]
		3868	40.000	34.125	32.008	30.852
		3885	40.000	34.000	32.888	30.852
	9	3612	40.000	35.000	25.851	30.852
	File 60cm c	3611	40.000	34.875	26.729	30.852
		3610	40.000	34.750	27.606	30.852

Figure III-17 : Déflexion horizontale et verticale du pieu

Les limites de flèche pour le cas le plus critique sont données par « EC3 » et qui sont tirées de l'ISO 4356, la déflexion est calculée en utilisant :

$$\delta_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{16000}{500} = 32\text{mm} > 25.8\text{mm OK}$$

Alors, les limites de déflexion ont été respectées.

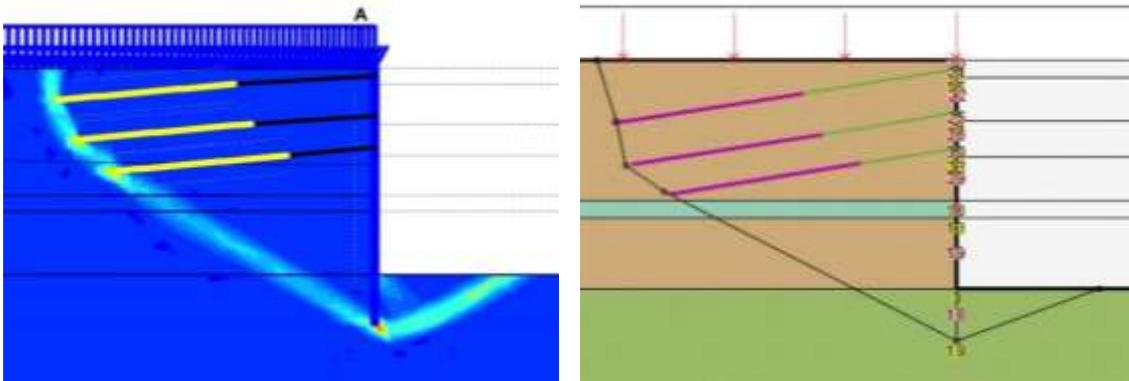
### d. Résultats de Plaxis

Dans le cas de la section A-A, où le facteur de sécurité a été trouvé égal à 1.51 supérieur à la valeur admissible qui est égale à 1.3 pour les structures de soutènement temporaires, et la limite de la flèche est égale à 25.8mm comparant à 32mm. En plus, en prenant en considération les incertitudes liées aux données expérimentales, modèles et à la variabilité des sols, nous considérons que les dimensions de la conception préliminaire sont acceptables, surtout si les tirants d'ancrage ne sont pas stressés plus de 50% de leur résistance nominale.

## 5.4.2 Modèle sur TALREN 4

Le facteur de sécurité d'une excavation renforcée a été calculé en utilisant la méthode Bishop.

Puisque la surface de rupture observée sur Plaxis n'était pas circulaire (Figure III-18), et comme la défaillance se compose de deux surfaces de rupture : active et passive, donc on ne peut calculer le facteur de sécurité qu'en définissant une surface polygonale conforme à celui détectée dans Plaxis et on la compare avec les résultats obtenus sur Plaxis pour vérifier la consistance de notre conception.



**Figure III-18 : Surface de rupture – Excavation**

### a. Les résultats de Talren

Dans toutes les étapes d'excavation et de construction, le facteur de sécurité a été trouvé supérieur à 3, ce qui signifie que si ces étapes sont adoptées, ou si pour une raison quelconque la construction arrêta à ces étapes, elles présentent une grande sécurité concernant la stabilité des pentes.

La Figure III-19 représente le résumé graphique de notre section modélisée à l'étape finale et la plus critique de la construction, ainsi que le facteur de sécurité calculé par Talren 4 qui a été trouvée égale à 1.56.

En plus, il convient de noter que les pressions d'eau interstitielles sont calculées en utilisant Plaxis à partir de l'analyse de rabattement de la nappe phréatique et importées à Talren 4.

En comparant à Plaxis, Talren donne un facteur de sécurité plus élevé, mais relativement proche de celui obtenu par Plaxis ce qui confirme la consistance de notre conception.

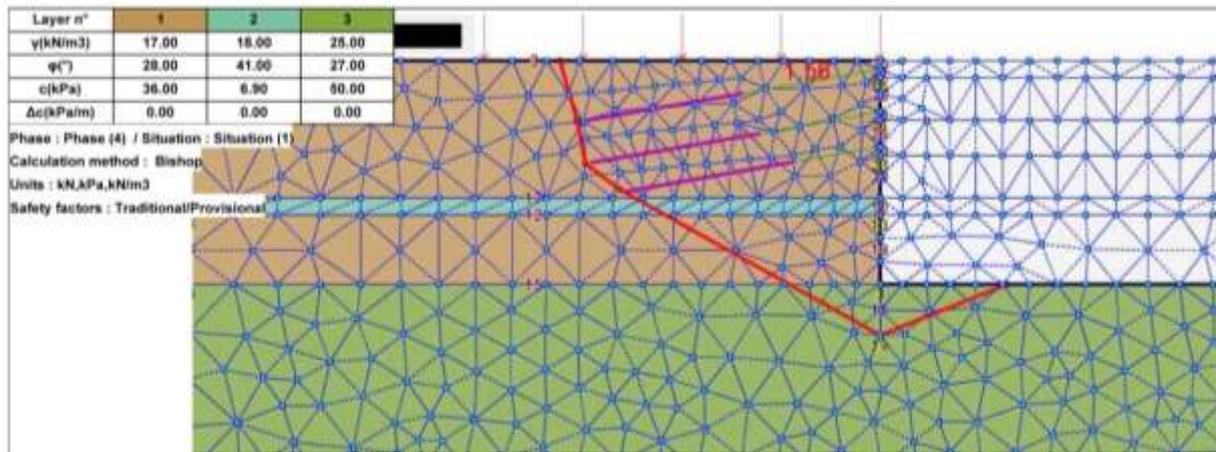


Figure III-19 : Résumé graphique + Facteur de sécurité – Méthode de Bishop

## 5.5 Fin de la conception

On présente ci-dessous, les dimensions finales des tirants d'ancrage et des pieux utilisés dans notre système de soutènement et qui sont résumées relativement à leur conception, stabilité et leur exécution.

### a. Tirants d'ancrage

Le Tableau III-III représente toutes les informations nécessaires pour l'exécution des ancrages y compris la localisation, la longueur, l'inclinaison, l'espacement et les charges de contrainte.

Tableau III-III : Informations concernant les tirants d'ancrage

Localisation	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Longueur totale (m)	Localisation (°)	Espacement (m)	Charge de contrainte (T)
-0.5m	8	10	18	10	1.5	20
-3.0m	7	10	17	10	2	15
-5.0m	5	10	15	10	2	15

On choisit à utiliser pour chaque tirant 2 torons T15.7 à sept fils, résistance à la rupture 1860MPa, limite élastique 0.1%,  $T_p = 251\text{KN}$ ,  $\sigma_e = 1670\text{ MPa}$ , section  $150\text{mm}^2$ .

Ainsi, différents types d'essais sont effectués sur les tirants d'ancrage suivant la norme NF P94-153 on distingue :

- Les essais à la rupture pour déterminer la capacité d'ancrage du sol.
- Les essais de contrôle est un essai de mise en tension d'un tirant d'ancrage scellé dont l'objet est de vérifier que les tirants de l'ouvrage présentent un comportement adéquat en conditions de service.
- Les essais de réception : ce sont les procédures normales auxquelles sont soumis tous les tirants de l'ouvrage préalablement à leur mise en service et qui précède l'opération de blocage. Les essais de réception sont toujours nécessaires puisqu'ils font partie du processus de mise en service du tirant sachant que ces essais ne constituent pas une vérification du coefficient de sécurité présenté par le tirant.

#### b. Les pieux

Le diamètre des pieux, l'espacement et la longueur ont été trouvées adéquates concernant la rigidité (déflexion) et le transfert du chargement complet (profondeur de la fiche). Par conséquent, les pieux doivent être exécutés selon le Tableau III-IV.

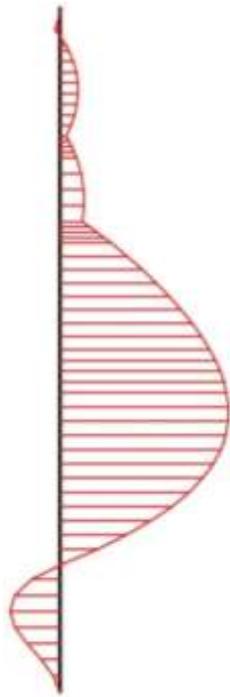
**Tableau III-IV : Informations concernant les pieux**

Localisation	Inclinaison (°)	Espacement (m)	Diamètre (m)	Profondeur de la fiche (m)	Longueur totale (m)
Surface du sol	90	0.8	0.6	3	16

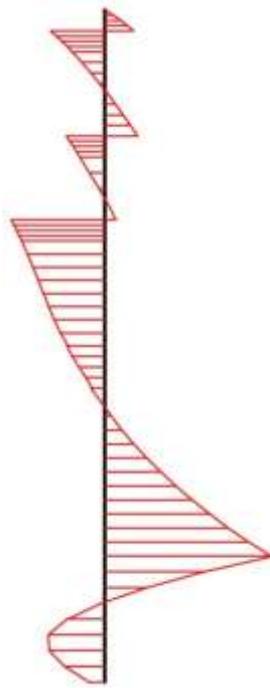
Les diagrammes du moment de flexion, des forces axiales et de cisaillement des pieux (Figure III-20, Figure III-21 et Figure III-22) sont obtenus de Plaxis et utilisé pour la conception des pieux. Les valeurs utilisées du moment et des forces axiales sont les suivantes :

Moment:  $274.36 \times 0.8 = 219.488\text{ KN.m}$

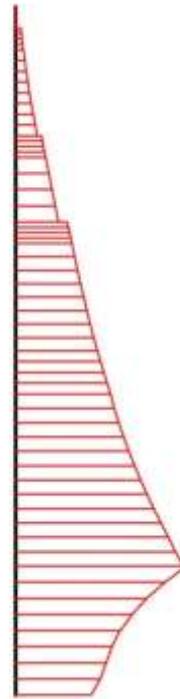
Axial:  $209.885 \times 0.8 = 167.908\text{ KN}$



**Figure III-20 : Moment de flexion maximal 274.36KN.m/m**



**Figure III-22 : Effort tranchant maximal -178.83**



**Figure III-21 : Force axiale maximale 209.885 KN/m**

On peut ferrailer les pieux selon les normes européennes (Eurocode), présentés en Annexe E. Le ferrailage est représenté par la Figure III-23. Le calcul sera :

❖ **Armature longitudinaux**

On utilise pour les pieux l'aire minimale d'armature longitudinale :

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 0.2826 \text{ m}^2 \leq 0.5 \text{ m}^2 \text{ donc on a } A_s \geq 0.005 A_c$$

$$A_s = 0.005 \times 0.2826 = 0.0014 \text{ m}^2 = 14.13 \text{ cm}^2$$

Il faut prendre minimum 6 barres de T16. Donc soit **7T16** = 14.07cm<sup>2</sup>

Il faut vérifier le moment sur le pieu :

$$M_{\max} = 274.36 \text{ KN.m/m} = 274.36 \times 0.8 = 219.488 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{M y}{I} = \frac{219.488 \times 0.3}{0.00635} = 10.37 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{\text{ck}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

### ❖ Armatures Transversaux

On va utiliser des étriers circulaires:

Le diamètre doit être supérieur à  $(6 \text{ mm et } \frac{1}{4} T16) = 6 \text{ mm}$

Soit des armatures transversales minimales **T8 @ 25cm**

Vérifions l'effort tranchant,  $T_{adm} = 0.6 \times f_{ck} \times 0.05 = 0.75 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow t = \frac{V_e}{A_g} = \frac{209.885 \times 0.8}{\pi \times 0.3^2} = 0.594 \text{ MPa} < 0.75 \text{ MPa} \checkmark$$

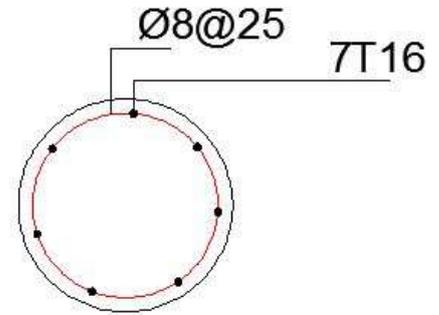


Figure III-23 : Ferrailage d'un pieu

### c. Béton projeté

Le béton projeté à haute résistance doit être réparti sur la membrane externe de la paroi de soutènement, pour éviter tout risque d'effondrement du sol entre les pieux et d'éliminer les risques de la déflexion dans le système de soutènement. La membrane de béton projeté fournira également une imperméabilité et empêche l'eau de circuler à travers les parois de soutènement pendant l'excavation.

Le béton projeté réparti sur les parois de soutènement, sera constitué d'une membrane de béton de 10cm d'épaisseur. Et puisque l'objectif principal de la membrane de béton projeté n'est pas de soutenir la pression latérale du sol, donc un acier minimum est recommandé pour la température et le retrait et qui doit être associé pour le mur de béton projeté, d'où on utilise un treillis métallique de 4x4T6/m.

### d. Poutre de couronnement « Cap beam »

Les poutres de couronnement sont des poutres coulées sur la tête des pieux pour assurer une distribution adéquate de la charge entre les pieux et pour maintenir l'uniformité de la structure du système des pieux. Donc, on suppose les dimensions préliminaires de la poutre 60x60cm sachant que le ferrailage des pieux doit étendre dans la poutre d'au moins 50cm. Le ferrailage de la poutre de couronnement est effectué selon les normes européennes (Eurocode) et présenté en Annexe F.

**e. Poutre d'appui « Waler beam »**

Les poutres d'appui sont des poutres qui peuvent être de béton ou d'acier, leur but principal est de transformer les charges d'ancrage concentrées en une charge uniformément répartie tout au long de la paroi de soutènement. Ainsi, les poutres en béton sont avantageuses en ce qui concerne l'adhésion et le transfert de charge, tandis que les poutres d'acier nécessitent un mur plâtré, mais sont beaucoup plus faciles à construire et peuvent être enlevées et réutilisées à la fin de la construction de la structure. Le ferrailage de la poutre d'appui est effectué selon les normes européennes (Eurocode) et présenté en Annexe F.

**5.6 Résumé des résultats**

On présente ci-dessous les notes finales nécessaires à l'exécution :

**a. Tirants d'ancrage**

**Tableau III-V : Section A-A/C-C informations concernant les tirants d'ancrage**

Localisation	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Longueur totale (m)	Localisation (°)	Espacement (m)	Charge de contrainte (T)
-0.5m	8	10	18	10	1.5	20
-3.0m	7	10	17	10	2	15
-5.0m	5	10	15	10	2	15

**Tableau III-VI : Section B-B informations concernant les tirants d'ancrage**

Localisation	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Longueur totale (m)	Localisation (°)	Espacement (m)	Charge de contrainte (T)
-0.5m	8	10	18	10	1	22
-3.0m	7	10	17	10	1.5	15
-5.0m	5	10	15	10	2	15

- Chaque tirant se compose de 2 torons T15.7mm à sept fils, ayant une résistance à la rupture 1860MPa.
- Les tests et les essais doivent être préparés pour chaque lit d'ancrage, pour tester la résistance à la compression.
- Les adjuvants pour un durcissement rapide ne sont pas recommandés.
- Le diamètre du trou doit être d'au moins 0.10m.
- Le forage doit être effectué au moyen d'excavatrice hydraulique rotatif, en utilisant les méthodes de lancement d'eau.
- Tous les dessins nécessaires des tirants d'ancrage sont donnés en Annexe H.

#### **b. Les pieux**

- Les pieux doivent être remplis de béton 25MPa dans les 3 premiers jours après la fin du forage.
- Le ferrailage des pieux se compose des armatures longitudinales 7T16 et des armatures transversales T8@250mm dans les sections A-A, B-B et C-C.
- Tous les dessins nécessaires des pieux sont donnés en Annexe H.

**Tableau III-VII : Informations concernant les pieux – toutes les sections**

<b>Localisation</b>	<b>Inclinaison (°)</b>	<b>Espacement (m)</b>	<b>Diamètre (m)</b>	<b>Profondeur de la fiche (m)</b>	<b>Longueur totale (m)</b>
Surface du sol	90	0.8	0.6	3	16

#### **c. Béton projeté**

- Le béton projeté sera constitué d'une membrane de béton de 10cm d'épaisseur, réparti uniformément tout autour des parois de l'excavation.
- On utilise un treillis métallique de 4x4T6/m.
- Les tests de résistance à la compression doivent être effectués au cours de chaque niveau de l'application du béton projeté.
- Les géodrains sont conseillés derrière les murs de béton projeté pour faciliter la dissipation de la pression de l'eau.

- Le mélange du béton projeté sera composé de 3 sacs de ciment par m<sup>3</sup>, 60% de granulats fins et 40% de sable.
- Le béton projeté sera répartis sur le géotextile pour des raisons de drainage donc l'application de la pression doit être fournie par le fabricant dans la fiche technique.
- Tous les dessins nécessaires du béton projeté sont donnés en Annexe H.

**d. Poutre**

- Les poutres de couronnement et les poutres d'appui doivent être construites conformément aux normes européennes (Eurocode 2).
- Tous les dessins nécessaires des poutres sont donnés en Annexe H.

**Tableau III-VIII : Conception des poutres**

Section	Niveau (m)	Type de la poutre	B (mm)	H (mm)	Longitudinale supérieure (mm <sup>2</sup> )	Longitudinale inférieure (mm <sup>2</sup> )	Cadre (mm <sup>2</sup> )
A-A	-0.5	Couronnement	0.6	0.6	4T25	4T25	T10@150
A-A	-3.0	Appui	0.4	0.3	4T16	4T16	T10@150
A-A	-5.0	Appui	0.4	0.3	4T16	4T16	T10@150
B-B	-0.5	Couronnement	0.6	0.6	4T25	4T25	T10@150
B-B	-3.0	Appui	0.4	0.3	4T16	4T16	T10@150
B-B	-5.0	Appui	0.4	0.3	4T16	4T16	T10@150
C-C	-0.5	Couronnement	0.6	0.6	4T25	4T25	T10@150
C-C	-3.0	Appui	0.4	0.3	4T16	4T16	T10@150
C-C	-5.0	Appui	0.4	0.3	4T16	4T16	T10@150

## CHAPITRE IV. RABATTEMENT DE LA NAPPE PHRÉATIQUE

### 1. Généralités

La réalisation d'excavation d'un terrain avec une nappe peu profonde, implique de rabattre la nappe par pompage afin de pouvoir réaliser hors d'eau la fondation et les sous-sols. Donc, le choix de la méthode de rabattement est souvent directement lié aux caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage et aussi à la nature de la géologie et des aquifères rencontrés, c'est pour cela qu'il faut mener pour chaque chantier une étude approfondie des conditions dans lesquelles le captage de l'eau sera effectué.

D'où dans les terrains aquifères, les fouilles posent trois types de problèmes : débit d'épuisement, stabilité du fond de la fouille et stabilité des constructions environnantes.

Alors, les différentes techniques disponibles de rabattement de la nappe phréatique, ainsi que les calculs spécifiques seront présentées ci-dessous. Dans ces études plusieurs paramètres sont à prendre en compte afin de déterminer les moyens de mise en œuvre, et de choisir la technique la plus adéquate de rabattement de la nappe phréatique.

Il est cependant nécessaire de s'inquiéter des effets possibles du drainage sur la solidité des terrains et des immeubles avoisinantes. Dans les régions où le sous-sol est compressible, l'abaissement du niveau hydrostatique peut entraîner un affaissement important du sol et des constructions qui y sont assises.

Enfin, les techniques de rabattement de la nappe phréatique sont classées en deux méthodes principales. On présentera en premier lieu une description générale de chaque méthode pour aller ensuite plus profondément dans les caractéristiques techniques de chaque méthode ainsi que le choix de la méthode convenable.

## 2. Description des techniques de rabattement de la nappe phréatique

### 2.1 Les épuisements

La mise en œuvre de ce procédé demande le minimum de moyens, il consiste à laisser l'eau s'infiltrer dans la fouille, puis elle est canalisée dans des rigoles en légère pente vers des puisards dont le nombre et les dimensions sont déterminés en fonction du volume de la fouille et du débit des arrivées.

Des pompes placées dans les puisards au fond de la fouille vont pomper l'eau et l'évacuer vers l'extérieur, en général on utilise des pompes électriques à gros débit et qui travaillent sous de grandes hauteurs manométriques (Figure IV-1).



**Figure IV-1 : Les épuisements**

Ces pompes sont équipées d'un détecteur qui va commander automatiquement la mise en marche de la pompe suivant les variations du niveau de l'eau dans les puisards. En plus, le débit de ces pompes doit être largement calculé pour qu'elles restent efficaces dans le cas de venue accidentelle d'eau.

## 2.2 Rabattement par pompages

Le rabattement par pompages consiste avant d'exécuter la fouille à réaliser un abaissement du niveau de la nappe jusqu'à un niveau inférieur à celui des fondations et cela permettra de travailler à sec, une fois que la fondation est réalisée la nappe pourra reprendre son niveau naturel. Le pompage doit être assuré en permanence jusqu'à la fin des travaux dans l'excavation.

Deux procédés de pompage, différents par le matériel et la mise en œuvre sont employés :

- Le rabattement de la nappe par puits filtrants.
- Le rabattement de la nappe par pointes filtrantes

***Le rabattement de la nappe par puits filtrants :*** Les puits filtrant nécessitent l'exécution d'un forage, ils sont répartis à l'extérieur sur le périmètre de la fouille future et à faible distance des parois. Dès la perforation terminée, le forage est équipé de tubes PVC crépines sur la partie basse, l'espace annulaire entre le PVC et le forage est rempli avec du gravier calibre qui facilite le captage d'eau tout en évitant l'entraînement des fines. Dans chaque puits est immergé un groupe électropompe, des collecteurs recueillent à la surface l'eau pompée et l'évacue à distance de la zone à assécher. Les forages doivent être assez profonds et rapprochés pour que la nappe soit rabattue en dessous du niveau de la plate-forme du terrassement futur, le pompage peut s'effectuer jusqu'à 50m de profondeur avec les pompes actuelles (Figure IV-2).



**Figure IV-2 : Rabattement par puits**

**Le rabattement de la nappe par pointes filtrantes :** elle a pour but d'abaisser le niveau de la nappe phréatique à l'intérieur du fond de la fouille. On installe des pointes filtrantes le long et autour de la fouille, on enfonce ces tubes dans le sol en rang assez serrée à l'entour de la futur fouille, puis on les relie par des tuyaux collecteurs à un système de pompage convenable. Une pointe filtrante se présente sous la forme d'un corps de pompe cylindrique d'environ 1m de longueur pour un diamètre de 8cm prolongée par un tube d'acier ou de PVC de 4 à 5cm de diamètre et long de plus de 7m, d'où la hauteur de rabattement obtenue est faible ce qui exige d'opérer par paliers alternés de rabattement et de terrassement. Une partie du corps est crépine et sert au pompage de l'eau, la partie inférieure permet au contraire le lançage d'eau sous pression, ainsi la pointe doit être à 1.5m au moins sous la nappe et la perméabilité du terrain doit être bonne à ce niveau. Les pointes sont ensuite reliées à un collecteur d'aspiration et l'eau pompée est évacuée à distance.

Les rabattements par pointes filtrantes conviennent particulièrement aux terrains de perméabilité moyenne à faible, dans lesquels le lançage est possible (Figure IV-3).



**Figure IV-3 : Rabattement par pointes filtrantes**

### 3. Le choix de la méthode de rabattement de la nappe phréatique

Après avoir présenté les méthodes disponibles de rabattement de la nappe et développé toutes les informations nécessaires relatives à ce projet, nous allons discuter d'une façon plus détaillée chaque méthode de rabattement, ainsi que ses avantages et ses inconvénients et les critères favorisant chacune de ses méthodes. Enfin, un système de rabattement de la nappe phréatique sera sélectionné et conçu ultérieurement.

**Le rabattement par pompages :** Sachant que le rabattement par pompages est un procédé plus coûteux que le simple épuisement, mais il est parfois le plus possible en particulier, lorsque le terrain est de nature à entraîner des phénomènes de boulangerie et de renard, et lorsque la hauteur de la nappe à abaisser est importante.

Ainsi, le Tableau IV-1 développé par Powers en 2002 représente une liste de vérification pour le choix de la méthode convenable de rabattement par pompages.

**Tableau IV-I : Critères de sélection des systèmes de rabattement par pompage  
[Powers 2002]**

Conditions	Wellpoint systems	Suction wells	Deep wells	Ejector systems	Horizontal drains
<b>Soil</b>					
Silty and clayey sands	Good	Poor	Poor to fair	Good	Good <sup>a</sup>
Clean sands and gravels	Good	Good	Good	Poor	Good
Stratified soils	Good	Poor	Poor to fair	Good <sup>c</sup>	Good
Clay or rock at subgrade	Fair to good	Poor	Poor	Fair to good	Good <sup>b</sup>
<b>Hydrology</b>					
High hydraulic conductivity	Good	Good	Good	Poor	Good
Low hydraulic conductivity	Good	Poor	Poor to fair	Good	Good
Proximate recharge	Good	Poor	Poor	Poor to good	Good
Remote recharge	Good	Good	Good	Good	Good
<b>Schedule</b>					
Rapid drawdown	OK	OK	Unsatisfactory	OK	OK
Slow drawdown	OK	OK	OK	OK	OK
<b>Excavation</b>					
Shallow (<20 ft below water table)	OK	OK	OK	OK	OK
Deep (>20 ft below water table)	Multiple stages required	Multiple stages required	OK	OK	Special equipment
Cramped	Interferences	Interferences	OK	OK	May be OK
<b>Characteristics</b>					
Normal spacing	5-10 ft (1.5-3 m)	20-40 ft (6-12 m)	>50 ft (>15 m)	10-20 ft (3-6 m)	—
<b>Range of capacity</b>					
Per unit	0.1-25 gpm (0.4-95 L/min)	50-600 gpm (190-2270 L/min)	0.1-3000 gpm (0.4-11360 L/min)	0.1-40 gpm (0.4-150 L/min)	—
Total system	Low-5000 gpm (Low-18930 L/min)	2000-25,000 gpm (7570-94635 L/min)	Low-60,000 gpm (Low-227125 L/min)	Low-1000 gpm (Low-3785 L/min)	Low-2000 gpm (Low-7570 L/min)
<b>Efficiency with accurate design</b>					
	Good	Good	Fair	Poor	Good

<sup>a</sup>If backfilled with sand or gravel.  
<sup>b</sup>If keyed into clay or rock.  
<sup>c</sup>Double pipe ejectors with wellscreen full length.

Bien que certains facteurs énumérés ci-dessus pourraient répondre à nos exigences, par contre on remarque que le rabattement par puits filtrants est mauvais dans un sol sable argileux qui est notre cas d'étude, ainsi le rabattement par pointes filtrantes, ce qui la rend défavorable est le niveau élevé de la nappe phréatique, sachant que dans ce projet la nappe phréatique a été rencontrée à 5.5m sous la surface du sol et comme le niveau de la fondation se trouve à 13m ce qui rend très difficile d'abaisser la nappe phréatique en utilisant la méthode des pointes filtrants et en plus elle exige beaucoup du temps car elle doit être exécutée suivant plusieurs étapes.

Par conséquent, cette méthode de rabattement par pompages n'est pas valable pour la conception de notre système de rabattement.

**Les épaissements :** le principal inconvénient de l'épuisement est représenté par le comportement du sol Figure IV-4, l'eau circule librement sur le sol d'excavation et ça risque de provoquer la liquéfaction des sols, cela nécessite certainement une attention particulière en ce qui concerne la construction des fondations.

Également, ce mauvais sol sursaturé sera inutilisable pour les travaux de remblayage et cela exige de le transporter vers un puits externe. Mais dans notre cas d'étude le sol qui se trouve à -13m est du calcaire gréseux d'où on n'a pas le problème d'un sol sursaturé réutilisable.



**Figure IV-4 : Exemple d'épuisement**

D'où cette méthode reste la moins chère et n'a pas besoin d'un personnel qualifié pour la construire, exécuter et maintenir. Alors, la méthode d'épuisement sera très recommandée.

Donc le seul problème restant sera d'assurer des plateformes suffisantes pour une installation appropriée des ancrages puisque l'appareil de forage entraîne des problèmes avec le déplacement sur le sol liquéfié.

Par suite, le système de soutènement proposé consiste à installer des pieux à la surface du sol avec trois lits d'ancrages situés à 0.5m, 3m et 5m sous la surface du sol, et comme le niveau de la nappe phréatique est à 5.5m sous la surface du sol donc la dernière plateforme nécessaire pour l'installation du 3ème rang d'ancrage sera situé en dessus de la nappe phréatique (Figure IV-5) ce qui signifie que la nappe n'affectera pas sur la consistance de la plateforme. Donc, dans ce cas l'épuisement est le système de rabattement le plus recommandé.

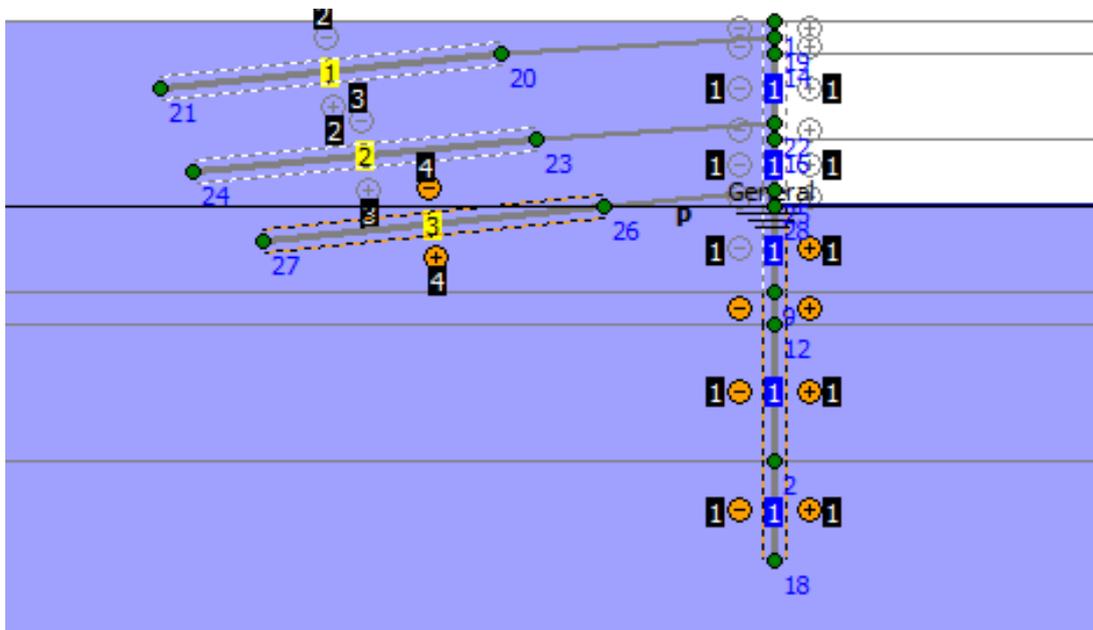


Figure IV-5 : Plaxis Phase 5 – Plateforme pour l'installation d'ancrage –  
3ème rang

Également, on note que puisque le système de soutènement choisi est imperméable grâce au béton projeté et au système de drainage, donc la seule façon dont l'eau peut encore circuler dans le site est à travers le sol excavé, ce qui est facile à contrôler.

En outre, le Tableau IV-II développé par Powers en 2002 présente les conditions favorables de l'épuisement et ceux qui sont marqués sont applicables dans notre cas d'étude.

Enfin, en se basant sur les critères mentionnés ci-dessus et sur le tableau donné, l'épuisement est la méthode convenable ce cas d'étude sa conception sera présenté ultérieurement.

**Tableau IV-II : Conditions favorables pour l'épuisement [Powers 2002]**

Condition	Explanation
<b>Soil characteristics</b>	
Dense, well-graded granular soils, especially those with some degree of cementation or cohesive binder	Such soils are low in hydraulic conductivity and seepage is likely to be low to moderate in volume. Slopes can bleed reasonable quantities of water without becoming unstable. Lateral seepage and boils in the bottom of an excavation will often become clear in a short time, avoiding the transport of excessive fines from soils so that foundation properties are not impaired.
Stiff clays with no more than a few lenses of sand, which are not connected to a significant water source	Only small quantities of water can be expected from the sand lenses, and it should diminish quickly to a negligible value. No water is expected from the clay.
Hard fissured rock	If the rock is hard, even moderate to large quantities of water can be controlled by open pumping, as in typical quarry operations. (For soft rock and rock with blocked fissures, see Table 16.2)
<b>Hydrology characteristics</b>	
Low to moderate dewatering head Remote source of recharge Low to moderate hydraulic conductivity Minor storage depletion	These characteristics indicate that groundwater seepage will be low, minimizing problems with slope stability and subgrade deterioration, and facilitating the construction and maintenance of sumps and ditches.
<b>Excavation methods</b>	
Dragline, clamshell and backhoe (if operated from ground surface or elevated bench above excavation subgrade)	These methods do not depend on traction within the excavation, and the unavoidable temporarily wet condition due to open pumping does not hamper progress.
<b>Excavation support</b>	
Relatively flat slopes	Flat slopes, appropriate to the soils involved, can support moderate seepage without becoming unstable.
Steel sheeting, slurry diaphragm walls or other cutoff structures	These methods cut off lateral flow, and assuming there are no problems at the subgrade, open pumping is satisfactory.
<b>Miscellaneous</b>	
Open, unobstructed site	If there are no existing structures nearby, so that minor slides are only a nuisance, some degree of risk can be taken.
Large excavations	In a large excavation the time necessary to move the earth is sometimes such that the slow process of lowering water with sumps and ditches does not seriously affect the schedule.
Light foundation loads	When the structure being built puts little or no load on the foundation soils (for example, a sewage pump station) slight disturbance of the subsoll may not be harmful.

## 4. Étude de cas

### 4.1 Situation du projet

Notre projet comprend une excavation profonde de 13m sur un périmètre de 140m, l'excavation sera effectuée en utilisant des pelles hydrauliques se déplaçant sur des roues à chaîne.

Le système de soutènement proposé ci-dessus est une combinaison de pieux, tirants d'ancrage et de béton projeté pour maintenir la stabilité globale de l'excavation.

Alors, l'étude suivante sera faite à cause de la présence d'une nappe phréatique à un niveau de 5.5m sous la surface du sol et sur la nécessité d'assurer des conditions appropriées pour l'excavation et les travaux de constructions ultérieurs.

### 4.2 La conception

La conception d'un système de drainage nécessite la collection d'une série de données techniques représentatives du site. Ces données ont pour but de permettre d'apprécier :

- La capacité des sols à permettre la circulation de l'eau (coefficient de perméabilité).
- Le débit, la source, la vitesse et les caractéristiques chimiques de l'eau circulant à travers les sols.
- Le gradient hydraulique.

La procédure de la conception suivante sera adoptée :

- Obtenir des paramètres de conductivité du sol des études précédentes du sol.
- Localiser le niveau de la nappe phréatique.
- Modéliser sur le logiciel des éléments finis (Plaxis) une section de ce projet sachant que les propriétés hydrauliques de toutes les sections sont identiques.
- Fonctionner le modèle et calculer l'infiltration de l'eau dans l'excavation.
- Concevoir le système convenable de rabattement (épuisement):
  - i. La localisation et la géométrie des puits.
  - ii. Les pompes de déchargement.
  - iii. L'alimentation électrique.

Le système de rabattement conçu doit répondre à toutes les exigences de la sécurité, la stabilité et la faisabilité de toutes les tâches qui doivent être effectuées durant les premières phases du développement de la structure et avant qu'il puisse fonctionner en toute sécurité sans être affectée par la présence du débit d'eau.

#### 4.2.1 La conductivité hydraulique du sol

Le profil du sol dans ce projet est constitué de 3 couches différentes montrant 3 indices de perméabilité différents appelés conductivité du sol.

La méthode de la conductivité hydraulique se base sur la répartition de la taille des grains solide qui compose le sol, cette répartition est visualisée par une courbe granulométrique qui est déterminée par tamisage au laboratoire, cette courbe représente en effet le pourcentage massique passant des grains solides en fonction de leurs diamètres.

D'où, A. Hazen (1911) a proposé une relation empirique exprimant le coefficient de perméabilité en fonction  $D_{10}$  (diamètre effectif des grains). Pour des sables propres, contenant moins de 5% de particules passant le tamis n° 200 et dont le diamètre effectif des grains est compris entre 0.1 et 3mm, le coefficient de perméabilité est donné par l'équation suivante :

$$k(\text{cm/sec}) = CD_{10}^2$$

Où C une constante comprise entre 1 et 1.5

La Figure IV-6 montre l'analyse de tamisage pour l'échantillon BH1S2 situé dans la couche d'argile sableux à 3m sous la surface du sol.

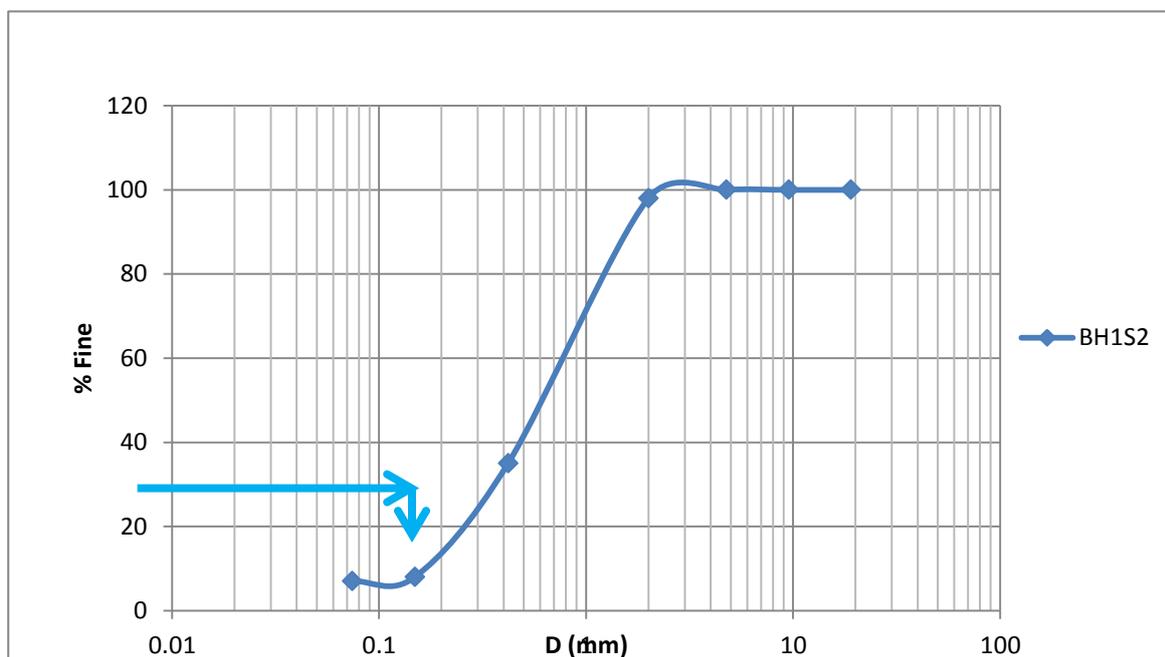


Figure IV-6 : Analyse granulométrique

On trace sur la courbe précédente de l'analyse granulométrique pour pouvoir trouver le diamètre de 10% de grains passants  $D_{10}$ , qui a été constaté égale à 0.2mm.

On applique l'équation de Hazen en prenant  $C = 1.25$ ,  $k$  est calculée comme étant :

$$k = 1.25 \times 0.2^2 = 0.05 \text{ cm/sec} = 43 \text{ m/jour}$$

En ce qui concerne la couche de gravier, la perméabilité a été prise égale à celle trouvée dans la couche de l'argile sableuse car son épaisseur est seulement de 1m ainsi que le rapport de sol indique que cette couche est constituée de sable et peu de gravier et pas seulement de gravier.

Enfin, la perméabilité de la couche de calcaire a été considérée égale à 1m/jour selon Lewis et Cheney 1989 comme montré dans le Tableau IV-III ci-dessous :

**Tableau IV-III : Conductivité hydraulique des types de roches**

<b>Lithologie</b>	<b>Conductivité hydraulique</b>
Argile*	$5 \times 10^{-7}$ à $10^{-3}$
Loess	$10^{-2}$ à 1
Limon	$10^{-3}$ à $10^{-1}$
Sable	$10^{-1}$ à $5 \times 10^2$
Gravier	$5 \times 10^1$ à $5 \times 10^4$
Sable et gravier	$5 \times 10^2$
Till	$10^{-7}$ à $5 \times 10^{-1}$
Halite	$5 \times 10^{-6}$ à $5 \times 10^{-3}$
Calcaire	$5 \times 10^{-6}$ à $10^0$
Calcaire karstique	$10^{-1}$ à $10^3$
Craie	Jusqu'à 5
Grès	$5 \times 10^{-5}$ à $2 \times 10^1$
Schiste argileux	$5 \times 10^{-8}$ à $10^{-4}$
Lignite	$10^{-1}$ à 10
Friable tuff	$2 \times 10^{-2}$ à 2
Dense basalte	$10^{-6}$ à $10^{-3}$
Basalte fracturé	$10^{-4}$ à 1
Lave	Moins que $5 \times 10^{-9}$ à $5 \times 10^{-6}$
Ardoise	$5 \times 10^{-9}$ à $5 \times 10^{-6}$
Schiste	$10^{-7}$ à $10^{-4}$

Par conséquent, La présence de la couche de gravier a été négligée puisqu'elle n'est pas rencontrée dans tous les forages. Les indices de perméabilité finales sont résumés dans le Tableau IV-IV :

**Tableau IV-IV : Indices de perméabilité**

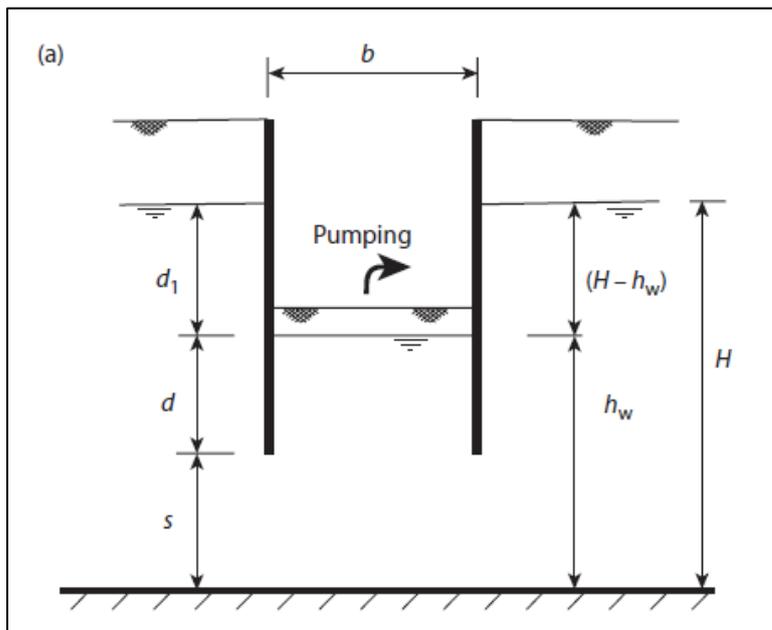
Couches	Perméabilité (m/jour)
Argile sableux	43
Calcaire	1

#### 4.2.2 Calcul du débit – Calcul manuel

Preene et Pat Cashman 2013 proposent d'utiliser l'équation ci-dessous de Kavvas et al.'s 1992 pour calculer le débit de l'eau dans l'excavation à travers la surface d'excavation entourée par une membrane imperméable tels que les rideaux de palplanches ou le béton projeté.

$$q = 0.85k(H - h_w)[1 - (0.2)^{s/0.5b}] \left(\frac{d}{0.5b}\right)^{-0.5} \left(\frac{d_1}{0.5b}\right)^{-0.125}$$

La Figure IV-7 représente un schéma indiquant tous les paramètres inclus dans l'équation ci-dessus, ainsi que le Tableau IV-V présente les valeurs de ces paramètres. Cette équation a donné un débit de 18.1m³/h qui doit être vérifié sur Plaxis dans le paragraphe suivant.



Épuisement	
k (m/sec)	1.16E-05
H-h <sub>w</sub> (m)	7.5
s (m)	40
b (m)	14
d (m)	3
d <sub>1</sub> (m)	7.5
L (m)	45

**Figure IV-7 : Épuisement de la surface**

### 4.3 Modèle sur Plaxis V8

Pour trouver le taux d'infiltration de l'eau dans le site, on a modélisé une section 2D (section D-D) où les côtés sont espacés de 14m comme indiqué dans la Figure IV-8. Les membranes sont considérées imperméables étant donné que le béton projeté est une membrane étanche.

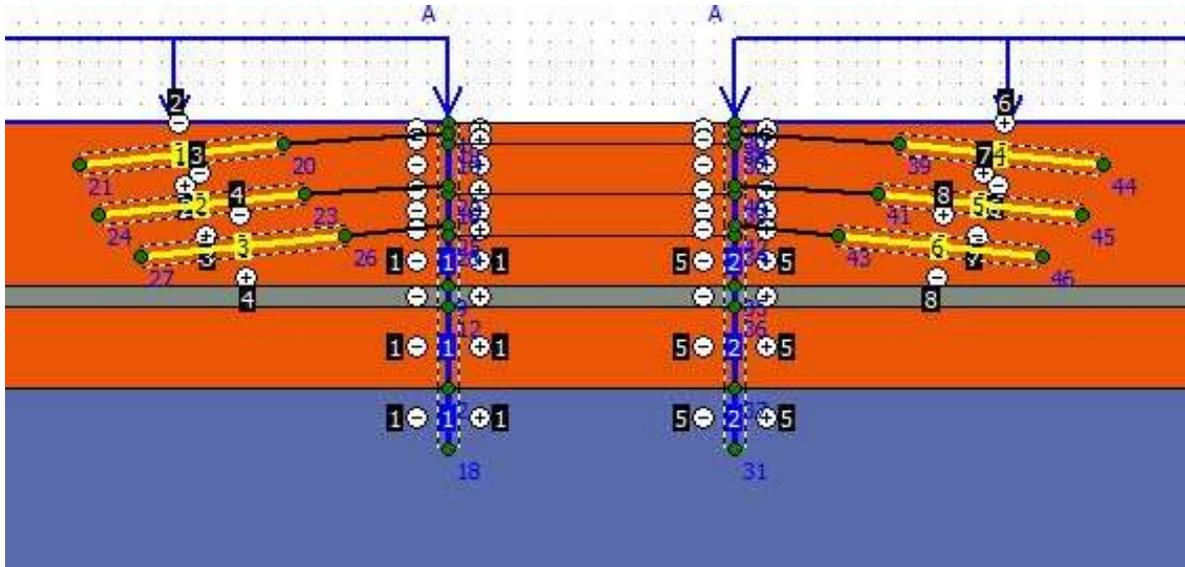


Figure IV-8 : Section D-D – Le rabattement

#### 4.3.1 Description des phases

Premièrement, on a activé la charge, ensuite le système de soutènement et enfin on a réalisé une excavation complète accompagnée d'un processus de rabattement de la nappe phréatique selon le nouveau niveau de l'eau, où les interfaces des pieux sont activés pour représenter la membrane imperméable du béton projeté comme une limite d'écoulement fermée incluant la surface du substratum rocheux comme représenté sur la Figure IV-9.

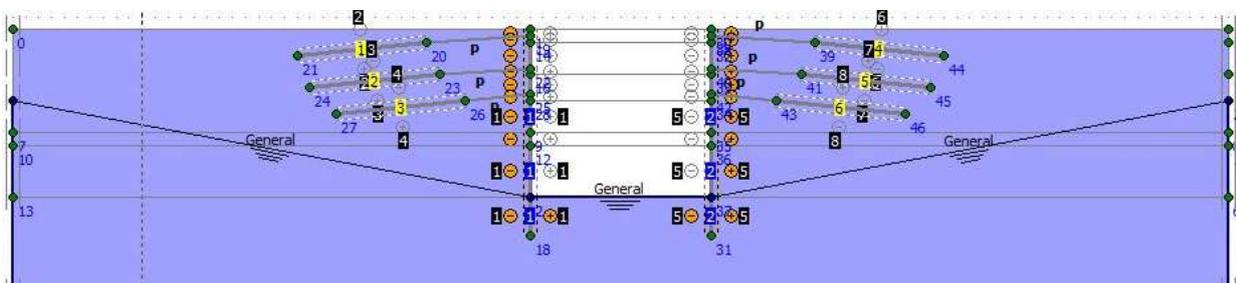


Figure IV-9 : Le niveau de la nappe phréatique après l'excavation

### 4.3.2 La quantité du débit

Pour trouver la quantité du débit on a tracé le champ d'écoulement (Figure IV-10) à la fin de la dernière étape et on a tracé une section au fond de l'excavation sur la largeur de 14m (Figure IV-11).

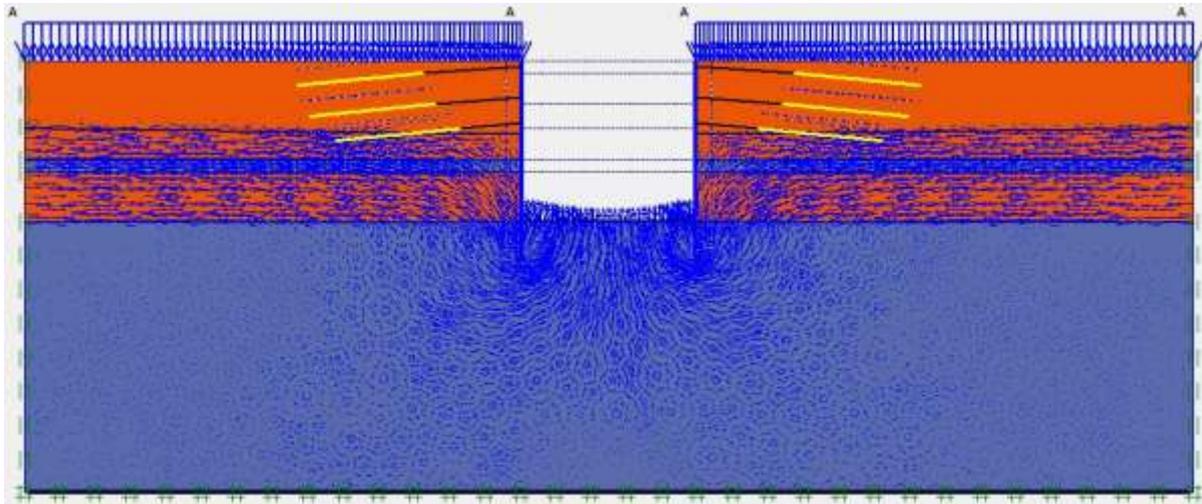


Figure IV-10 : Le champ d'écoulement à la dernière étape

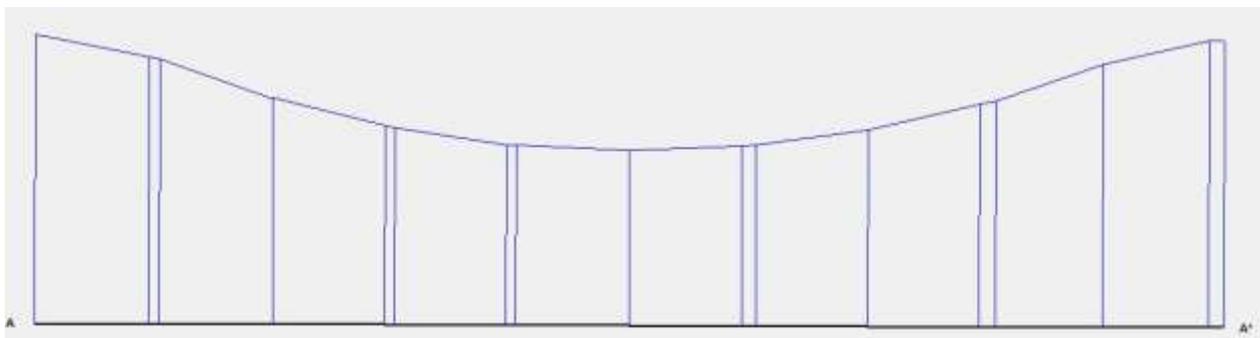


Figure IV-11 : Décharge sur la largeur de la section  $10.08\text{m}^3/\text{jour}/\text{m}$

L'évacuation total de l'eau de l'excavation peut alors être calculé en multipliant la décharge sur la largeur de la section en 2D par la dimension de la direction opposée du site et elle est trouvée égale à :

$$10.08 \times 45 = 453.6 \text{ m}^3/\text{jour} = 18.9 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ce qui est conforme à la valeur du débit obtenu par le calcul manuel

### 4.3.3 Conception du système de pompage

La forme géométrique du site recommande au moins 3 puits pour le pompage, d'où la surface d'influence de chaque pompe doit être conçue pour qu'ils puissent couvrir toute la surface de la fouille en prenant en considération que les puits soient identiques ainsi que ses surfaces d'influence comme indiqué dans la Figure IV-12.

On note également que la dernière étape de l'excavation sera faite de façon à guider l'eau au puits le plus proche des trois zones.

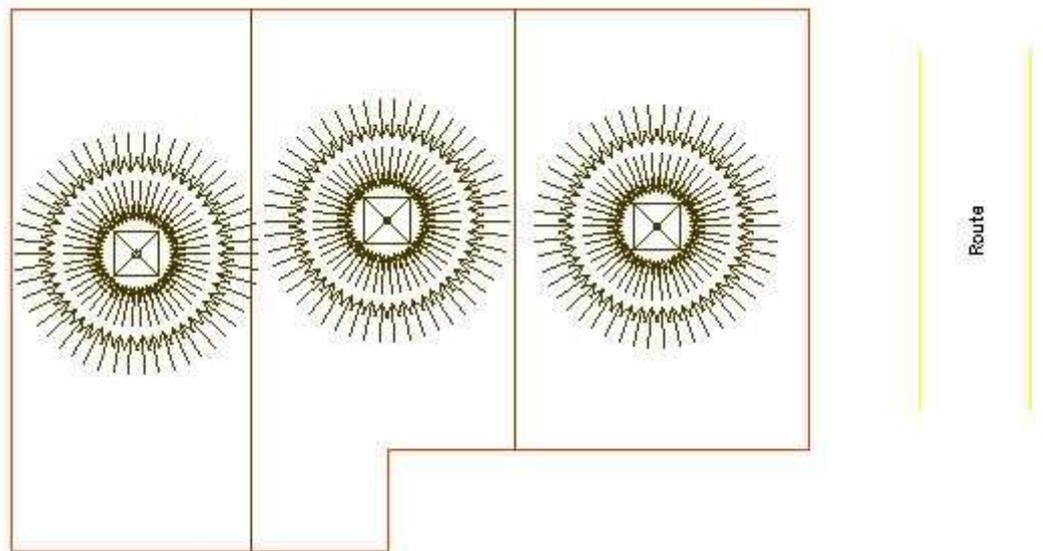


Figure IV-12 : Localisation des puits

Puisque l'évacuation de l'eau de l'excavation a été estimée égale à  $18.9\text{m}^3/\text{h}$  et comme cette eau sera divisée uniformément sur trois puits à peu près, ainsi que les pompes les plus utilisées au Liban ont un taux de pompage maximum de  $20\text{m}^3/\text{h}$  (Annexe G), donc on propose de fonctionner les pompes pendant un maximum 15 – 20 minutes successive d'où on peut estimer la capacité des puits pour être :

$$18.9/3 = 6.3\text{m}^3$$

Cela signifie que les puits peut être  $2.5 \times 2.5\text{m}$  ayant une hauteur de  $1\text{m}$  et qui donne un volume total de  $6.25\text{m}^3$ , alors les pompes peut fonctionner pendant 19 minutes par heure pour pomper toute l'eau retenue dans les puits.

Un forage supplémentaire devrait être fait au centre de chaque puits permettant l'installation d'une pompe verticale. En plus, des détecteurs câblés au centre de contrôle de la pompe devraient être installés au sommet et au fond de chaque puits pour surveiller la démarche de la pompe.

L'énergie électrique et l'alimentation électrique de secours doivent être disponibles pendant toute la durée du rabattement de la nappe phréatique.

La Figure IV-13 montre l'aspect géométrique des puits y compris les pompes et l'emplacement des détecteurs.

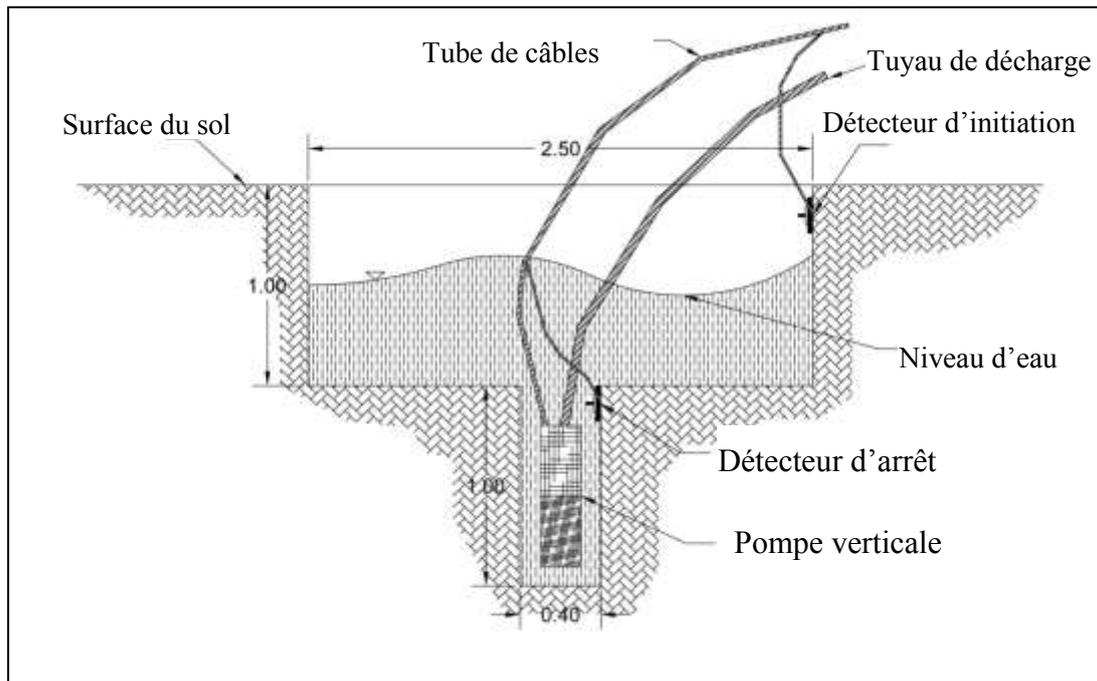


Figure IV-13 : Section du puits de drainage

#### 4.3.4 Le soulèvement

Les forces d'infiltration peuvent parfois provoquer le soulèvement de la côté aval du pieu ce qui le rend instable, en affectant ainsi sur la stabilité du système de soutènement.

Terzaghi (1922) a conclu que le soulèvement des pieux peut se produire à une distance égale à la moitié de la profondeur d'enfoncement du pieu. Donc, on utilise la théorie de Terzaghi pour calculer le facteur de sécurité contre le soulèvement, et pour déterminer si on a besoin de construire une couche filtrante dans la zone de soulèvement.

On note également que même si le facteur de sécurité contre le soulèvement conseillé est de 4 à 5, mais on peut le réduire dans ce cas à 2 puisque le système de soutènement est temporaire, ainsi le soulèvement risque de se produire seulement durant la dernière étape de l'excavation et par suite ce risque sera éliminé après la construction de la fondation.

L'équation de soulèvement proposée par Terzaghi:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{\gamma'}{i_{av}\gamma_w}$$

Avec le gradient hydraulique  $i_{av}$  donné ci-dessous (Figure IV-14), qui constitue un concept important, et il est défini comme la perte de charge  $\Delta h$  par unité de longueur c'est-à-dire :

$$i_{av} = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{25 - 22}{3} = 1$$



**Figure IV-14 : Lignes équipotentielles**

Ainsi, le facteur de sécurité est calculé comme étant :

$$FS = \frac{26 - 9.81}{1 \times 9.81} = 1.65 < 2$$

Ce qui signifie qu'on a besoin d'une couche filtrante pour éviter le soulèvement.

Alors, le filtre sera composé d'une couche de gravier montrant un poids unitaire élevé ( $20\text{KN/m}^3$ ) ainsi qu'une haute perméabilité. Son épaisseur sera conçue pour un facteur de sécurité égal à 2 suite à l'équation modifiée ci-dessous :

$$FS = \frac{\gamma' + \left(\frac{D_1}{D}\right)\gamma'_F}{i_{av}\gamma_w}$$

D'où la Figure IV-15 montre tous les paramètres de l'équation ci-dessus.

En fixant  $FS = 2$ ,  $D_1$  a été trouvé égale à 1 ce qui est acceptable, cela signifie qu'une couche de gravier de 1m doit être répartie sur le périmètre du site couvrant une largeur de 1.5m.

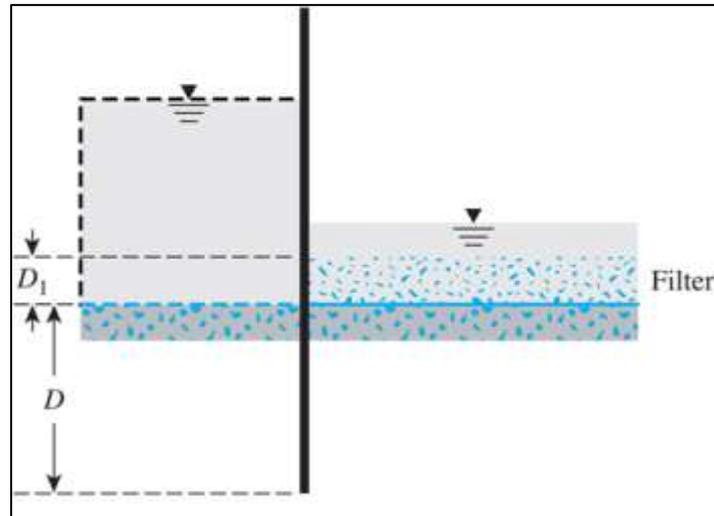


Figure IV-15 : Paramètres de l'équation de filtrage

## CHAPITRE V. TYPES DE FONDATION

### 1. Généralités

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation donne la bonne tenue de l'ensemble. D'où l'équilibre de celui-ci doit être assuré :

- Du point de vue du poinçonnement (rupture du sol).
- Des mouvements et des tassements du sol.

Les éléments de fondations transmettent les charges au sol, soit directement (fondations superficielles, cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (fondations profondes, cas des semelles sur pieux par exemple). Alors, la fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

1. Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
2. Une force horizontale résultante, par exemple de l'action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction.
3. Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et de l'interaction sol structure.

### 2. Étude d'une fondation

L'étude d'une fondation va intéresser deux points de vue :

- Analyse des contraintes au contact entre la fondation et le sol : il faut vérifier que la charge apportée par la fondation affectée d'un coefficient de sécurité est inférieure à la charge que peut supporter le sol et ne provoquent pas la rupture du sol.
- Analyse du déplacement du sol (tassement) : c'est-à-dire l'estimation du sol sous l'effet de ces charges et il faut que cette déformation reste compatible avec la structure, en particulier sa rigidité et la déformabilité admissible.

Ces deux points de vue ne sont pas d'ailleurs tout à fait indépendants, en effet dans le calcul de la structure, il faut tenir compte de la déformabilité des appuis. Lorsqu'on étudie un sol, on va par l'intermédiaire d'une étude géotechnique établie et des essais géotechnique, déterminer la nature du sol et ses caractéristiques, en particulier sa capacité portante c'est-à-dire la charge maximale qu'il peut supporter avec un coefficient de sécurité inclus avant la rupture de ce sol.

Du point de vue des déplacements, on sait que sous l'effet des charges tous les sols vont se déformer c'est ce qu'on appelle le tassement, il faut que ce tassement ne provoque un moment trop grand et soit inférieur au tassement admissible par la structure.

L'effet de tassement est surtout prépondérant dans les structures hyperstatiques qui sont plus sensible aux tassements différentiels qu'une succession de travées indépendantes, ces tassements différentiels peuvent créer des sollicitations et des moments causant des désordres à l'ouvrage. D'où dans certains cas, le dimensionnement d'une fondation peut-être conditionné par sa déformabilité et non par sa portance, il est donc nécessaire de s'intéresser aux problèmes de tassement différentiels.

Les précautions à prendre lors de l'étude d'une fondation doit tenir compte de :

- Donnée relative à l'ouvrage : il faut savoir en premier lieu, le type d'ouvrage, qui permettra de déterminer les tassements admissibles pour éviter sa fissuration ou sa destruction et ce type devra être adapté aux tassements admissibles. Ensuite, il faudra apprécier les charges et les surcharges qui sont apportées par la structure, ainsi que le mode de répartition de ces charges et de la distribution et la transmission de ces charges au sol.
- Donnée relative au sol : en ce qui concerne le sol, il faut connaître et apprécier sa nature et ses caractéristiques et sa capacité portante à l'aide de sondage de reconnaissance et devront être réalisé sur une profondeur suffisante afin de reconnaître les différentes couches de terrain qui existent sous la fondation.

En plus, il faut contrôler la présence de l'eau dans le terrain, cette eau aura un effet de poussée latérale et un effet de poussée verticale (poussée d'Archimède), qui exerce des efforts de sous-pression et problème d'étanchéité. Dans le cas de présence d'eau, il faudra aussi éviter les problèmes d'affouillement de la fondation, surtout lorsque la fondation est établie sur des sols fins et qu'il y a une circulation de l'eau, dans son écoulement l'eau risque d'entraîner avec elle les sables fins et le sol va disparaître sous la fondation qui va retrouver alors dans l'air.

### 3. Différents types de fondations

En fonction du type de construction et des propriétés du terrain à bâtir, divers types de fondations peuvent être utilisés. Dans ce cas d'étude, sachant qu'on a une tour (charges élevées) reposant sur un sol médiocre et en présence d'une nappe phréatique On distingue deux types de fondations : fondations superficielles (radier) et fondations profondes

#### 3.1 Les fondations superficielles

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface, sinon il faut s'orienter vers les fondations profondes. La limite entre ces deux types de fondations est difficile à établir. Nous retiendrons les indications suivantes:

- Si  $\frac{D}{B} < 4$ , la fondation est superficielle.
- Si  $\frac{D}{B} > 4$ , la fondation est profonde.

Parmi les fondations superficielles, on s'intéresse au radier dans notre cas d'étude.

Ainsi, le radier général est une large dalle en béton armé, supportant les poteaux et les refends, dont le rôle est de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure jusqu'au sol.

La solution de fondation par radier général est en principe adoptée quand la construction peut être fondée sur une couche de terrain rencontrée à une profondeur généralement faible en dessous du niveau inférieur des sous-sol et quand la répartition de l'ensemble des charges sur la totalité de la surface occupée en plan par la construction conduit à une pression voisine de celle qui est admissible sur la couche de terrain considérée.

La solution du radier général peut également s'imposer si le terrain est inondable, d'une façon permanente, accidentelle ou périodique, et si l'on veut protéger des venues d'eau les étages inférieurs de la construction. Le radier doit alors résister à la sous-pression de l'eau et assurer l'étanchéité des parties correspondantes du bâtiment. Un tel radier dit « radier d'étanchéité » peut avoir également pour objet d'assurer la transmission des charges au sol, c'est-à-dire être « radier de fondation » en même temps que « radier étanche ». Bien entendu, il faut que cette solution corresponde à des tassements d'amplitude acceptable surtout au cas où on envisage des cavités dans le sol de fondations.

Par conséquent, on distingue deux types de radiers :

- Le radier formant un cuvelage étanche dans le cas de sous-sol baignant dans une nappe phréatique. Dans ce cas, épaisseur  $\geq 30$  cm.
- Le radier répartissant les charges sur un sol à faible capacité portante. Ce cas est rencontré quand la superficie totale des semelles isolées prévues dépasse de 50 % la superficie du sol de fondation.

En plus, on a deux types de radier :

- Radier rigide.
- Radier souple ou flexible.

Le choix entre ces deux types repose sur plusieurs facteurs, et la différence majeure entre les deux réside dans le tassement et dans le diagramme de contraintes au-dessous du radier :

**Radier rigide :** Pour un radier rigide supportant un chargement uniforme, le tassement qui se développe est uniforme alors que le diagramme des contraintes ne l'est pas. Pour un sol élastique, le diagramme des contraintes montre une grande valeur aux bords, contrairement au cas où le sol est granulaire générant une contrainte plus grande au milieu (Figure V-1).

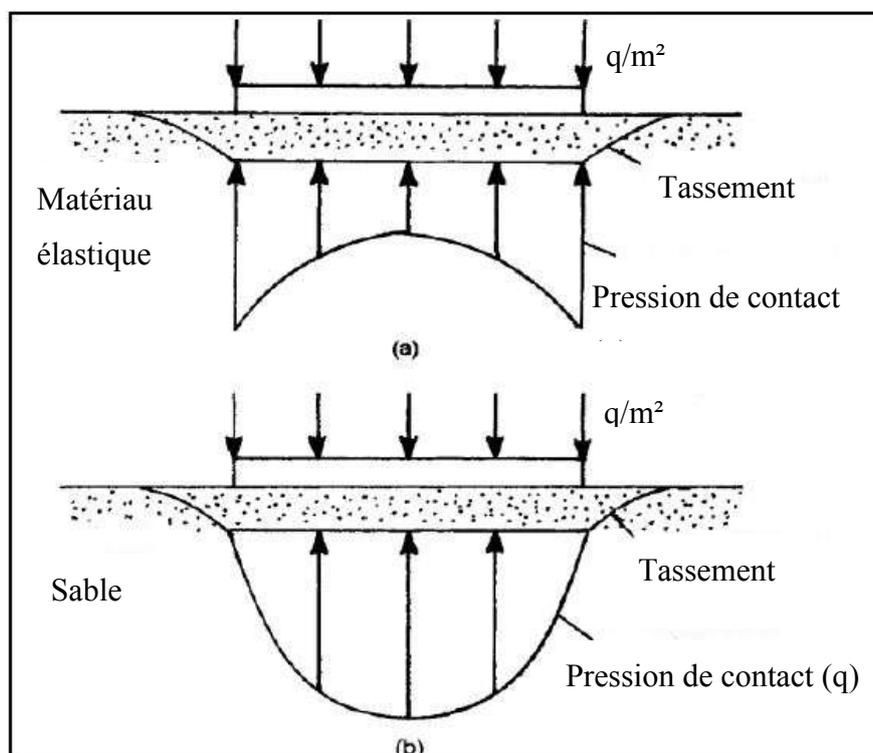
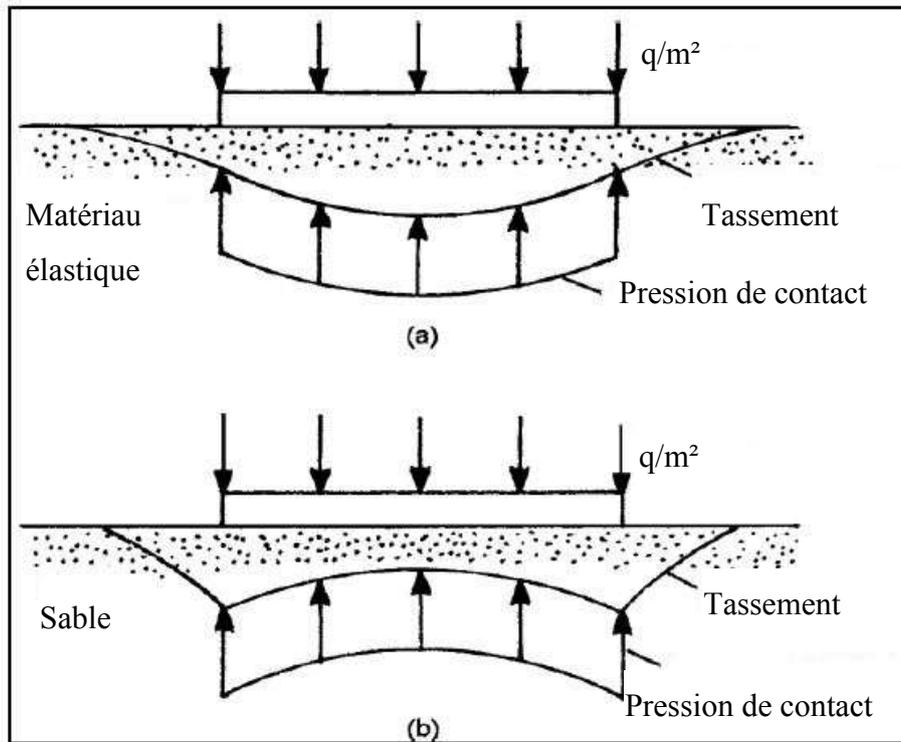


Figure V-1 : Radier rigide

**Radier flexible :** Pour un radier flexible sur lequel on applique un chargement uniforme, le diagramme des contraintes est uniforme alors que le tassement ne l'est pas. Si le sol est élastique, le tassement est plus grand au milieu. Alors que si on se trouve dans le cas d'un sol granulaire, le tassement le plus grand se développe aux bords (Figure V-II).



**Figure V-2 : Radier flexible**

Un radier est rigide s'il respecte les critères suivants :

- La distance entre deux poteaux adjacents ne diffère pas plus que 20%.
- Le chargement de deux poteaux adjacents ne diffère pas plus que 20%.
- L'espacement entre colonnes  $< 1.75/\lambda$ .

### ***Dans la méthode rigide***

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{B \times K_s}{4EI}}$$

Pour que le radier soit rigide, il faut que  $\lambda < \frac{1.75}{L}$

Avec :

$K_s$  = coefficient de déformation du sol =  $4 \times SF \times q_a$  (T/m<sup>3</sup>).

B = largeur de la bande étudiée.

SF = facteur de sécurité,  $1.7 < SF < 3$  pour un radier.

$q_a$  = contrainte admissible au sol.

E = module d'élasticité du béton de fondation.

I = inertie de la bande étudiée,  $I = \frac{Bh^3}{12}$  où h est l'épaisseur du radier.

L = entre distance des colonnes.

***Méthode flexible*** : Très complexe et nécessite des programmes spécifiques.

#### **3.1.1 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles**

Selon la règle des contraintes admissibles, la pression uniforme q appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux E.L.U. doit rester inférieure à la contrainte de rupture  $q_d$  divisée par un coefficient de sécurité F, soit:  $q \leq q_{ad} = \sigma_v + \frac{1}{F} [q_d - \sigma_v]$  et  $q = \frac{Q}{S}$

Avec:

Q = charge ponctuelle transmise par la semelle et S = aire de la semelle (radier). En général le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite ultime (E.L.U.)

##### **➤ Charge verticale et centrée**

$$q_d = \left[ \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N\gamma + \gamma D.Nq + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right).CNc \right]$$

Avec :  $Q_{totale} = q_d \times \text{Aire de la semelle}$  et  $q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D]$

➤ **Charge verticale excentrée de e**

« Meyerhof » définit une aire fictive  $A' = (B - 2e) (L - 2e')$

$$q_d = [I_y^* \times (1 - 0.2) \frac{B}{L}] \frac{\gamma B}{2} N\gamma + I_q^* \gamma D.Nq + I_c^* (1 + 0.2 \frac{B}{L}).CNc$$

Avec  $I_y^*$ ,  $I_q^*$  et  $I_c^*$ , les coefficients réducteurs des facteurs de portance.

$Q_{totale} = q_d \times$  Aire fictive de la semelle.

### 3.1.2 Pré dimensionnement des radiers

L'épaisseur du radier est choisie en se référant au critère de poinçonnement selon L'Eurocode 2.

#### 3.1.1 Critère de poinçonnement

La valeur de calcul de la résistance au poinçonnement sans armatures de poinçonnement est donnée par la formule :

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right. \quad (\text{MPa})$$

La contrainte maximale de poinçonnement est la contrainte tangente sur le contour de contrôle considéré :

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 \times d}$$

On doit vérifier la condition, aucune armature de poinçonnement n'est requise si :

$$v_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

Après avoir effectué la descente des charges, et pré dimensionner le radier, on vérifie la contrainte admissible du sol :  $\sigma \leq \sigma_{adm}$ . Si cette vérification n'est pas requise on a recours à la solution des fondations profondes.

## 3.2 Les fondations profondes

### 3.2.1 Définition

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées. Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles par exemple le cas des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches. Ainsi, pour atteindre la profondeur désirée, on réalise des pieux profonds. En termes de portance des fondations profondes, il y a lieu de tenir compte de la résistance de pointe  $Q_p$ , et de  $Q_f$  qui est le frottement latéral mobilisé le long du pieu contre le terrain.

### 3.2.2 Classification des pieux

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. D'où, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes. Traditionnellement, on classe les pieux suivant:

- La nature du matériau constitutif: bois, métal ou béton.
- Le mode de fabrication et de mise en place: pieux battus et forés.

***Pieux préfabriqués en béton armé:*** Ces pieux sont enfoncés dans le sol, soit par battage soit par rotation, lançage ou vibration. Leur section (circulaire, carrée ou polygonale) est en général constante, mais elle est quelquefois élargie à la base. Pendant le battage, ces pieux sont soumis à des efforts considérables, ils doivent donc être réalisés avec du béton de très haute qualité. Ils nécessitent à partir d'une certaine longueur, une armature de flexion importante pour permettre leur bardage.

***Pieux forés en béton armé:*** Il faut distinguer deux catégories de pieux exécutés dans le sol: les pieux moulés ou forés dans le sol et les pieux à tubes battus.

Pour réaliser les pieux forés moulés dans le sol, on excave grâce à un forage et le volume qui sera celui du pieu est rempli du béton. Les pieux à tube sont également bétonnés en place, à l'intérieur d'un fourreau provisoire métallique qui est battu et ensuite relevé progressivement au fur et à mesure du bétonnage.

### 3.2.3 Calcul de la capacité portante des fondations profondes

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_I$  qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_I$  sera la charge par unité de surface. Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_I$  supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_f$ . on a alors :  $Q_I = Q_p + Q_f$

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont nous présentons les deux premières méthodes:

- La formule dynamique déduite du résultat de battage.
- La formule statique basée sur la théorie des fondations superficielles.
- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.
- Les interprétations des essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux.

#### 3.2.3.1 Formules de battage

De très nombreux types de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton. Souvent, on détermine l'enfoncement moyen du pieu, mesuré soit sous un coup soit de préférence sous 10 ou 20 coups de mouton. La précision de la mesure de l'enfoncement est beaucoup plus grande dans les deux derniers cas. Cet enfoncement moyen est souvent appelé « refus ».

L'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais pas suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet que des pieux pour lesquels le refus n'a pas été atteint soient en mesure de porter des charges importantes, mais inversement, il arrive également que l'application de la charge résultante des formules de battage au refus mesuré soit risquée.

L'utilisation des formules de battage n'est pas recommandée, mais on continue de l'utiliser en raison de leur emploi simple.

➤ **Formule des Hollandais** : La formule des Hollandais est généralement utilisée pour des refus supérieurs à 5mm.

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{e \times (M+P)} \times g$$

Avec :

Q = charge portante admissible du pieu en N.

H = hauteur de chute du mouton en m.

M = masse du mouton en kg.

P = masse du pieu en kg.

c = enfoncement permanent ou refus moyen en m.

g = accélération de la pesanteur en  $m/s^2$ .

F = coefficient de sécurité, en général pris égal à 6.

➤ **Formule de Crandall** : Crandall propose la formule suivante pour le calcul de la force portante d'un pieu.

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{(e + \frac{e_1}{2}) \times (M+P)} \times g$$

Dans laquelle  $e_1$  (représente le raccourcissement élastique du pieu exprimé en m. Pour cette formule, il est recommandé d'utiliser un coefficient de sécurité F égal à 3.

### 3.2.3.1 Formules statiques

#### ➤ *Expression générale de la force portante $Q_I$*

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques (C et  $\phi$ ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire.

$$Q_I = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} + A \cdot q_p = Q_p + Q_f$$

Avec :

$Q_I$  = capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

$q_{fi}$  = frottement latéral unitaire de la couche i en kPa, déterminé à partir des abaques.

n = nombre de couches traversées par le pieu.

P = périmètre du pieu en m.

A = section droite du pieu en m.

$h_i$  = épaisseur de la couche i en m ( $h_i = D$  = longueur du pieu lorsque le sol est homogène sur toute la profondeur d'ancrage).

$q_p$  = capacité portante brute sous la pointe en kPa.

En général pour un pieu fiché dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la même que la portance brute.

### ➤ *Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe*

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles

$$q_p = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma' \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c \text{ [Formule de TERZAGHI]}$$

Avec :

D = profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel

B = largeur de la semelle.

C = cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression.

$\gamma$  = poids volumique du sol de fondation.

$\gamma'$  = poids volumique du sol au-dessus de la fondation.

Les trois coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  ne dépendent que des angles  $\psi$  et  $\phi$ . On les appelle les facteurs de capacité portante.

$N_\gamma$  est le terme de surface

$N_q$  est le terme de profondeur

$N_c$  est le terme de cohésion.

Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon r, ancrée à une profondeur D, l'expression de la capacité portante brute  $q_d = q_p$  devient:

$$q_p = 0.6 \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + 1.3 \cdot C \cdot N_c = 0.6 \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \sigma_v \cdot N_q + 1.3 \cdot C \cdot N_c$$

En général, on néglige le terme  $\gamma \cdot r \cdot N_\gamma$  et on détermine alors des coefficients plus élevés ( $N_{q_{\max}}$  et  $N_{c_{\max}}$ ) On a alors :

$$q_p = \sigma_v \cdot N_{q_{\max}} + 1.3 \cdot C \cdot N_{c_{\max}}$$

( $N_{q_{\max}}$  et  $N_{c_{\max}}$  sont des facteurs de portance des fondations profondes donnés en fonction de l'angle de frottement  $\phi$ )

➤ **Calcul du frottement latéral  $Q_f$**

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur (D - Dc). Le frottement latéral est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. Il est calculé par:

$$Q_f = P \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} = P \int_0^{D-D_c} q_f dh$$

- Pour un sol purement cohérent le frottement latéral unitaire est donné par :  $q_f = \beta \cdot C_u$   
 $\beta$  est un coefficient réducteur et  $C_u$  est la cohésion non drainé du sol.

**Tableau V-I : Valeurs maximales du coefficient  $\beta$  pour quelques pieux**

Type de pieu	Nature du pieu	$\beta$
Puits et pieux forés de gros diamètre	Béton	0.6
Pieux forés	Béton	0.7
	Métal	0.5
Pieux battus	Béton	0.7
	Métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1.5

- Pour un sol non cohérent le frottement latéral est donné par :  $q_f = K \cdot \text{tg } \varphi_a \cdot \sigma'_v = \sigma'_h \text{ tg } \varphi_a$

Où  $\sigma'_v$  et  $\sigma'_h$  sont respectivement les contraintes effectives verticale et horizontale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne)

$K$  et  $\varphi_a$  sont respectivement le coefficient de poussé du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Ils sont déterminés par « Broms » pour différents types de pieux.

**Tableau V-II : Valeurs de  $K$  et  $\varphi_a$  pour quelques pieux en fonction de  $\varphi$**

Type de pieu	$\varphi_a$	$K$ (compacité forte)	$K$ (compacité faible)
Pieu acier	20	0.5	1
Pieu battu en béton rugueux	$\frac{3}{4} \varphi$	1	2
Pieu battu en béton lisse	$\frac{3}{4} \varphi$	0.5	1
Pieu foré	$\frac{3}{4} \varphi$	0.5	0.5
Pieu en bois conique	$\frac{2}{3} \varphi$	1.5	4

### ➤ Charge admissible nette $Q_{ad}$ d'un pieu foré

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite. Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants (BAEL) :

$$\text{E.L.S} : Q_{ad} = \frac{Q'_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

$$\text{E.L.U} : Q_{ad} = \frac{Q'_p}{3} + \frac{3}{2} Q_f$$

Avec :

$Q'_p$  = Force portante nette à la pointe du pieu.

$Q_f$ : force de frottement mobilisable par le pieu.

### 3.2.4 Comportement d'un groupe de pieu

Jusqu'à présent, nous avons traité de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, noté  $f$  qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu. Nous proposons la formule de « Los Angeles » :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} \cdot (m-1)(n-1)]$$

Avec:

$n$  = nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

$m$  = nombre de pieux par rangée.

$B$  = dimension du pieu ou diamètre.

$L$  = entraxe des pieux d'une même rangée.

$f$  = coefficient d'efficacité.

La charge portante limite  $Q'_I$  d'un pieu du groupe sera donnée par:  $Q'_I = f \cdot Q_I$

La charge portante limite  $Q'_I$  du groupe de pieux est donnée par:  $Q'_I = N \cdot f \cdot Q_I$

$N$  étant le nombre de pieux du groupe.

### 3.2.5 Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être par contre impératif de prévoir le tassement. Des expériences ont montré que le tassement en tête des pieux n'excède que très généralement le centimètre, sous une charge de référence égale  $0.7Q_p$  et ce pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0.30 et 1.50 m.

Ainsi on définit une valeur limite du tassement noté  $S_{ref}$  sous la charge de référence :

- Pour les pieux forés:

$$S_{ref} = 0.006 B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)}$$

- Pour les pieux battus:

$$S_{ref} = 0.009 B \text{ (avec les valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)}$$

### 3.2.6 Justification et dispositions constructives

#### 3.2.6.1 Capacité portante (limite et admissible)

Comme nous l'avons vu plus haut, la force limite  $Q_I$  d'un pieu fait intervenir deux termes: le terme de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_f$ .

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif :  $Q_I = Q_p + Q_f$
- Lorsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral: on dit que le frottement latéral est négatif :

$$Q_I = Q_p - Q_f.$$

En plus, selon la règle des contraintes admissibles, la charge  $Q$  appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible  $Q_{ad}$  du sol de fondation définie plus haut:  $Q \leq Q_{ad}$

### 3.2.6.2 Type de pieu

Le choix du type de pieux n'est généralement pas fait au niveau de l'étude des fondations.

C'est le plus souvent l'entreprise qui propose une technologie particulière à partir de critères qui peuvent être:

- Les orientations définies dans le dossier d'appel d'offres (type de pieux).
- Les habitudes locales ou liées au type d'ouvrage considéré.
- Le matériel dont dispose l'entreprise.
- La configuration du site: (site aquatique ou terrestre).
- La nature des sols et la circulation de l'eau
- Le coût.

### 3.2.6.3 Dimensions et inclinaison

La longueur des pieux dépend:

- De l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant.
- De la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

Dans le cas où le substratum n'existe pas où se trouve à grande profondeur, on cherchera à profiter au maximum de la résistance au frottement latéral. Les pieux sont alors dits flottants, car l'effort de pointe est très faible. Ainsi, le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur

La seule limite à l'inclinaison, quels que soit le diamètre et le type de pieu, reste imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse pas une inclinaison de 20°.

### 3.2.6.4 Disposition en plan d'un groupe de pieux

La disposition en plan des pieux d'une même fondation doit permettre:

- D'assurer une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux.
- D'assurer le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent des sollicitations à la fondation.

L'espacement minimal de deux pieux doit être de 1.5 B, soit un entraxe minimal de 2.5 B, et cela pour de raisons d'exécution (B étant le diamètre du pieu en m). Bien qu'il n'existe pas d'espacement maximal à respecter, il faut éviter une distance entre pieux trop importante qui conduit à une forte épaisseur de la semelle de liaison.

### 3.2.6.5 Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes

On peut schématiser les étapes d'étude de fondations profondes de la façon suivante :

- Reconnaissance géotechnique et essais.
- Descente de charges des ouvrages.
- Choix entre fondations profondes et fondations superficielles.
- Type et profondeur des fondations.
- Calcul des charges limites
- Calcul des charges admissibles et parfois détermination des tassements.
- Dimensionnement des pieux (béton, armatures...)
- Vérifications : frottement négatif, risque de cisaillement des pieux, effet de groupe.

On obtient une première approximation du nombre de pieux, en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables.

### 3.2.7 Méthode de calcul des pieux

#### ➤ *Capacité portante d'un pieu isolé*

La portance limite d'un pieu isolé est la somme de la résistance sous la pointe et de la résistance de frottement sur le fût du pieu tel que:

$$R = R_b + R_s$$

$R_b$ : Résistance à la compression sous la pointe du pieu.

$R_s$ : Résistance par frottement sur le fût du pieu.

#### ➤ *Résistance limite mobilisable sous la pointe*

$$R_b = A_b \cdot q_b$$

Avec:

$A_b$  = section du pieu circulaire, elle est égale à  $\frac{\pi D^2}{4}$

La portance  $q_b$  s'exprime par :  $q_b = c' N_c + q_0' N_q$

«  $N_c$  » et «  $N_q$  » sont les facteurs de portance qui dépendent de l'angle de frottement «  $\varphi$  » et qui sont exprimés de la façon suivante selon l'approche de Terzaghi :

$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{\Pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \exp^{\Pi \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cot}(\varphi)$$

Avec :  $q_0'$  = contrainte effective verticale en pointe et  $c'$  = cohésion effective à la base du pieu.

➤ **Résistance limite mobilisable par frottement latéral**

La résistance limite «  $R_s$  » est exprimé par l'équation suivante :

$$R_s = P_s \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

$P_s$  = périmètre du fut du pieu ( $P_s = \Pi \cdot D$  pour un pieu circulaire)

$q_s$  = frottement latéral unitaire limite à une profondeur «  $z$  » qui s'exprime pour un sol frottant et cohérent de la façon suivante :  $q_s = c' + k \cdot \sigma' \cdot \text{tg}(\delta)$

Avec:

$k$  = rapport entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale égal à  $(1 - \sin\varphi)$

$\sigma'$  = contrainte effective verticale a un niveau donné (centre de chaque couche)

$\delta$  = angle de frottement entre le terrain et le fut du pieu ( $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ )

➤ **Résistance admissible d'un pieu**

La résistance verticale a l'état limite de service appliquée en tête du pieu doit être inférieure à «  $R_{a,1}$  » pour éviter la rupture du sol ( $F_s = 2.5$ )

$$F_{ELS} \leq R_{a,1} = \frac{R_b + R_s}{2.5}$$

Et «  $R_{a,2}$  » vis-à-vis de la résistance structurelle du pieu

$$F_{ELS} \leq R_{a,2} = 0.3 \cdot f_c \cdot A_b$$

## 4. Étude de cas

Ce projet est une tour composée de 20 étages courants, un rez-de-chaussée et quatre sous-sols, d'après une conception préliminaire, la solution adoptée est un radier, car il est souvent préférable en terrain médiocre, il est également d'un emploi justifié lorsque l'ouvrage a fondé pénètre dans une nappe d'eau, car il peut jouer le double rôle de fondation et de cuvelage étanche.

Donc, ayant un sol de faible capacité portante, de grandes charges et des semelles rapprochées, on choisit la construction d'un radier. Le radier sera étudié comme un plancher industriel renversé appuyé sur les poteaux et soumis à la réaction du sol comme chargement.

### 3.1 Pré-dimensionnement des radiers

L'épaisseur du radier est choisie en se référant au critère de poinçonnement selon L'Eurocode 2.

#### 3.1.2 Critère de poinçonnement

La valeur de calcul de la résistance au poinçonnement sans armatures de poinçonnement est donnée par la formule :

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right. \quad (\text{MPa})$$

La contrainte maximale de poinçonnement est la contrainte tangente sur le contour de contrôle considéré :

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

On doit vérifier la condition, aucune armature de poinçonnement n'est requise si :

$$v_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

#### 3.1.3 Application : Radier sous les refends

La descente de charge à l'état limite ultime sous le mur le plus chargé donne une charge  $P_u=2865 \text{ T}$ .

La descente de charge à l'état limite de service sous le mur le plus chargé donne une charge  $P_{serv}=2252 \text{ T}$ .

➤ Contour de référence :

Périmètre de l'aire chargée :  $u_0 = (2.5 \times 2) + (0.35 \times 2) = 5.7 \text{ m}$

Hauteur utile du radier a supposé :  $d = 170 \text{ cm}$

$$\text{Périmètre du contour de référence : } u_1 = u_0 + 4 \frac{(2\pi)(2d)}{4} = 5.7 + 4 \frac{(2\pi)(2 \times 1.7)}{4} = 27.06 \text{ m}$$

➤ Contrainte tangente de référence :

$$\text{Charge poinçonnante : } V_{Ed} = 1.5 \times 2252 = 3378 \text{ T} = 33780 \text{ KN}$$

$$\text{Contrainte maximale de poinçonnement : } v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \times d} = \frac{33780 \times 10^{-3}}{27.06 \times 1.7} = 0.734 \text{ MPa.}$$

➤ Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement (sans armatures de poinçonnement) :

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right.$$

Avec:  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

$$k = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ où } d \text{ est en mm} \\ 2 \end{array} \right. \quad k = 1.34 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{1700}} \\ 2 \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \\ 0.02 \end{array} \right. = 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} = 0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$k_1 = 0.1$$

$$v_{\min} = 0.035 \times k^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.34^{3/2} \times \sqrt{50} = 0.383$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \times 1.34 \times (100 \times 0.02 \times 50)^{1/3} + 0.1 \times 0 = 0.746 \\ 0.383 + 0.1 \times 0 = 0.383 \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = 0.746 \text{ MPa}$$

Aucune armature de poinçonnement n'est requise  $v_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ,  $0.734 \leq 0.746$

Donc, en effectuant le calcul précédant, sous le mur le plus chargé on peut tirer l'épaisseur de la semelle :  $H=1.11 \times d = 1.11 \times 170 = 190\text{cm}$ .

### 3.1.4 Application : Radier sous les poteaux

La descente de charge à l'état limite ultime sous le poteau le plus chargé donne une charge  $P_u=750 \text{ T}$ .

La descente de charge à l'état limite de service sous le poteau le plus chargé donne une charge  $P_{\text{serv}}=575 \text{ T}$ .

➤ Contour de référence :

Périmètre de l'aire chargé :  $u_0 = (1 \times 2) + (0.5 \times 2) = 3\text{m}$

Hauteur utile du radier a supposé :  $d = 80\text{cm}$

Périmètre du contour de référence :  $u_1 = u_0 + 4 \frac{(2\pi)(2d)}{4} = 5.7 + 4 \frac{(2\pi)(2 \times 0.8)}{4} = 13.05\text{m}$

➤ Contrainte tangente de référence :

Charge poinçonnante :  $V_{Ed} = 1.5 \times 575 = 862.5\text{T} = 8625\text{KN}$

Contrainte maximale de poinçonnement :  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \times d} = \frac{8625 \times 10^{-3}}{13.05 \times 0.8} = 0.826\text{MPa}$

➤ Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement (sans armatures de poinçonnement) :

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right.$$

Avec:  $f_{ck} = 50\text{MPa}$

$$k = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ où } d \text{ est en mm} \right. \quad k = 1.5 = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{800}} \right.$$

$$\rho_1 = \text{Min} \left\{ \sqrt{\frac{\rho_{ly} \times \rho_{lz}}{0.02}} = 0.02 \right.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} = 0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \sqrt{f_{ck}}$$

$$k_1 = 0.1$$

$$v_{\min} = 0.035 \times k^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.5^{3/2} \times \sqrt{50} = 0.455$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \times 1.5 \times (100 \times 0.02 \times 50)^{1/3} + 0.1 \times 0 = 0.835 \\ 0.455 + 0.1 \times 0 = 0.455 \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = 0.835 \text{ MPa}$$

Aucune armature de poinçonnement n'est requise  $v_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ,  $0.826 \leq 0.835$

En effectuant le calcul précédant, sous le poteau le plus chargé on peut tirer l'épaisseur de la semelle :  $H=1.11 \times d = 1.11 \times 80 = 90\text{cm}$ .

### 3.1.5 Résultats

D'après une conception préliminaire, on propose d'utiliser un radier ayant deux épaisseurs, 190cm et 90cm (Figure V-1). Puisque le radier sera construit sur la couche de calcaire gréseux, les contraintes développées dans le système de fondation ne doit pas dépasser la capacité portante admissible de  $2.75\text{kg/cm}^2$  donnée dans le rapport géotechnique.

**Vérification de la contrainte admissible du sol :  $\sigma \leq \sigma_{adm}$**

La contrainte admissible donnée dans le rapport géotechnique correspondant au sol de fondation est :  $\sigma_{adm} = 2.75 \text{ kg/cm}^2 = 27.5 \text{ T/m}^2$

La contrainte du sol  $\sigma$  sous la fondation, qui est le rapport  $\sigma = N/S$  avec N est la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation et S est la surface de cet élément reposant sur le sol. D'où  $\sigma = \frac{N}{S} = \frac{26767}{1081.84} = 24.74 \text{ T/m}^2$

Alors c'est vérifié  $\sigma \leq \sigma_{adm}$ ,  $24.74 \text{ T/m}^2 \leq 27.5 \text{ T/m}^2$

## 5. Etanchéité

Toute installation souterraine en béton armé doit être étanche, durable et sécuritaire, de manière à ce qu'il n'y ait pénétration de l'eau dans les locaux. Dans ce qui suit, on présente différents types de membrane d'étanchéité ainsi que ses caractéristiques, pour choisir enfin la membrane d'étanchéité convenable. De même, on utilisera les joints d'étanchéité « Waterstop » aux endroits d'arrêt de coulage.

### 5.1 Description des différents types de membrane d'étanchéité

Une membrane d'étanchéité est un matériau de construction moderne laminée fabriqués à partir de différents types de polymères, ces membranes d'imperméabilisations ont de nombreuses caractéristiques positives :

- Durabilité (durée de vie est de 30-50 ans).
- Haute résistance chimique.
- Simplicité et rapidité des travaux d'installation.
- Large gamme d'applications (étanchéité des fondations, toitures, ponts, constructions souterraines, piscines, réservoirs etc...).

Il existe de membranes polymères en fonction de la matière dont ils sont faits, par exemple éthylène acétate de vinyle (EVA), un polyéthylène haute densité (HDPE), le polyéthylène basse densité (LDPE) et d'autres. Parmi toute cette diversité, il existe trois grands types de membranes polymères :

- Modifié éthylène-propylène-diène-Monomère (EPDM).
- Chlorure de polyvinyle plastifié membrane (PVC).
- Polyoléfine thermoplastique (TPO).

### **5.1.1 Modifié éthylène-propylène-diène-Monomère (EPDM)**

Ce type de membrane est réalisé en caoutchouc synthétique, ils sont idéales pour l'étanchéité des éléments de façade, des fondations, murs creux et des murs de cave. Ces bandes EPDM sont faciles et rapides à appliquer dans de longues voies. Elles assurent une étanchéité durable et sont résistantes aux conditions atmosphériques néfastes comme les hautes et basses températures, les rayons UV et l'ozone. Ces membranes ont une bonne résistance mécanique (traction, élasticité...), elles s'adaptent à tous les mouvements du bâtiment grâce à une élasticité importante. Les bandes EPDM peuvent être armées ou non, elles ont une longévité minimale de 50 ans et elles sont recyclables. Par contre, l'inconvénient retenu de cette membrane est son prix.

### **5.1.2 Chlorure de polyvinyle plastifié membrane (PVC)**

La membrane PVC est en PVC avec l'addition de plastifiant, le plastifiant est utilisé pour améliorer l'élasticité de la matière mais au fil du temps il peut échapper et cela provoque parfois la fissuration. Ces membranes sont installées à l'aide d'une soudure qui est considéré comme plus fiable que le procédé de collage, mais elles ne peuvent pas être posées sur les anciens revêtements existants. Les membranes PVC ont un degré d'inflammabilité faible, ainsi les fabricants précisent généralement une durée de vie de 25-30 ans. Les principaux avantages des membranes PVC sont la sécurité incendie, son faible coût et sa facilité d'installation.

### **5.1.3 Polyoléfine thermoplastique (TPO)**

Ces membranes d'étanchéité est une forme moderne de membranes, elles sont initialement utilisées comme étanchéité sous-sols, puis elles sont utilisées dans les toitures. Les membranes TPO sont de 70% caoutchouc et de 30% polypropylène, elles sont caractérisées par une haute résistance aux fluides agressifs et aux rayons ultraviolets, en plus elles sont plus durables que les membranes PVC, mais elles ont moins de souplesse et certains d'entre eux ont un degré élevé de combustibilité ainsi elles demeurent un produit compétitif grâce à son prix concurrentiel et elles sont recyclables.

## 5.2 Choix de la membrane d'étanchéité

L'utilisation d'une géomembrane en caoutchouc synthétique (EPDM) pour l'étanchéité des fondations est une technologie sophistiquée et sûre pour protéger les constructions contre les influences destructives de l'eau.

Selon les arrivées d'eau (humidité, pression de l'eau temporaire, pression de l'eau permanente) le système d'étanchéité doit être adapté par conséquent. Cela s'exprime par l'épaisseur de la géomembrane (Plusieurs épaisseurs sont disponibles en fonction des performances souhaitées) et un système de contrôle et de réparation. Sous l'influence de la pression d'eau permanente, l'épaisseur de la géomembrane doit être de 2mm pour une résistance au poinçonnement optimale.

En radier la géomembrane devra être posé sur un béton de propreté. La qualité de l'étanchéité dépend de :

- Choix de la géomembrane.
- Système d'étanchéité incluant la préparation du support.
- Manière d'exécution des travaux (Support, drainage, système d'étanchéité et protection).

L'EPDM est un caoutchouc synthétique appliqué à la fondation surtout en présence d'une nappe phréatique puisqu'elle assure une étanchéité complète, d'où ce matériel permet d'allonger la longévité de la fondation puisque l'imperméabilise. Les membranes EPDM se caractérisent par :

- Matière complètement étanche.
- Très bonnes résistances mécaniques (traction, élasticité, poinçonnement statique ...).
- Large spectre de résistance aux produits chimiques.
- S'adapte à tous les mouvements du bâtiment grâce à une élasticité importante.
- Facilité d'ajustement de la membrane sur le support grâce à l'élasticité de l'EPDM.
- Plusieurs épaisseurs disponibles en fonction des performances souhaitées (jusqu'à 2 mm d'épaisseur pour une résistance au poinçonnement optimale).
- Aucune soudure à réaliser sur le chantier.
- Durée de vie exceptionnelle (50 ans).
- Recyclable.

## 5.3 Installation de la membrane d'étanchéité

### a. Étanchéité du radier

Une fois le béton maigre coulé, le système d'étanchéité peut être installé. Il est composé de :

- Géotextile PP de minimum 500 g/m<sup>2</sup>
- Membrane EPDM de 2mm d'épaisseur.
- Couche de protection constituée d'une feuille mince en PE (Polyethylene sheet).

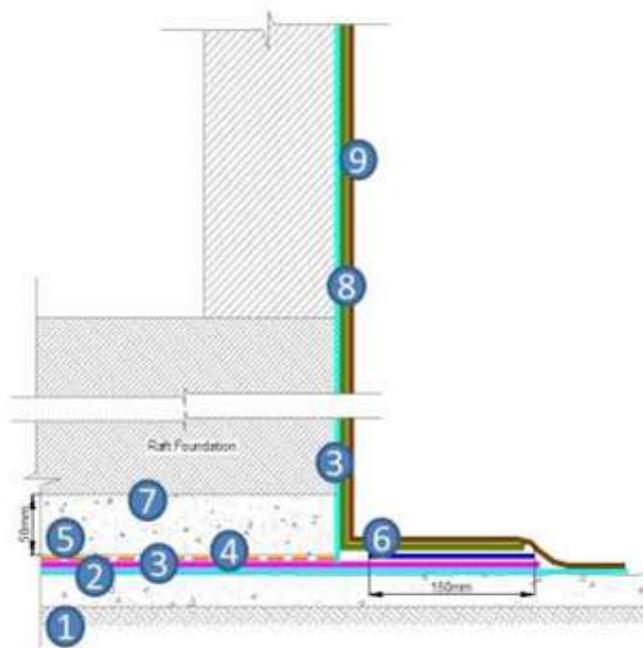
Il est absolument indispensable de mettre une couche de protection par-dessus le géotextile, avant de poser la dernière couche de béton de propreté comme protection pour la membrane d'étanchéité.

- Enfin, une dernière couche de béton de protection doit être mise en place.

Un système de compartimentage, comprenant des bandes d'arrêt d'eau (Waterstops) et des tuyaux d'injection peut être installé afin d'assurer un système de contrôle et de réparation de l'étanchéité.

La membrane d'étanchéité doit dépasser de chaque côté du radier, afin de pouvoir se connecter à l'étanchéité des murs verticaux. Cette membrane qui dépasse du radier, doit être protégée (par exemple avec du béton poreux) jusqu'à ce que les murs soient construits.

Après avoir terminé les travaux de bétonnage de la dernière section du mur vertical, le béton protégeant la membrane dépassant du radier sera supprimé. La jonction entre le système d'étanchéité du mur et du radier peut être exécutée. Ce point de jonction est extrêmement délicat. En effet, la pression qui s'exerce dans ces points génère de fortes contraintes, il est donc très important de placer avec grand soin le revêtement d'étanchéité.



1. Sol compacté
2. Béton de propreté
3. Géotextile
4. Membrane EPDM
5. Couche de protection (Polyethylene sheet)
6. « Sure-SECURE Seal-Tape » 150mm de large
7. Béton de protection
8. « Sure-Seal FleeceBack 115Mil » (2.9mm)
9. Couche de protection

**Figure V-3 : Détails d'étanchéité**

#### **b. Etanchéité des murs verticaux**

Le système d'étanchéité installé sur les murs verticaux est composé de :

- Géotextile PP de minimum 500 g/m<sup>2</sup>.
- Membrane EPDM de 2mm d'épaisseur (ou 1.5mm).
- Géotextile PP de minimum 500 g/m<sup>2</sup>.
- Couche de protection (carton, blocs de béton).
- Remblai.

La fixation en tête peut être faite de différentes manières. Il y a la possibilité de placer une bande d'arrêt d'eau (waterstop) dans la partie supérieure du coffrage. Après le bétonnage, le coffrage est retiré, la bande d'arrêt d'eau nettoyée à l'eau et la géomembrane est soudée au waterstop. Quand le mur est construit par étape et que la fouille est remblayée au fur et à mesure, l'étanchéité doit suivre des travaux de bétonnage et être fixée de manière temporaire avec une fixation intermédiaire sur la nouvelle section du mur.

A l'étape suivante, la géomembrane est ensuite soudée en dessous de cette fixation intermédiaire qui est alors supprimée. La fixation définitive en haut du mur peut être faite avec l'aide d'un arrêt de l'eau ou une fixation mécanique.

#### 5.4 Joint d'étanchéité « Water stop »

Les points critiques de la construction sont les points de joints de coulage (Figure V-5), ils sont en général présent sur trois zones :

- Joint de coulage entre le radier et le mur.
- Joint de coulage au premier arrêt de coulage de mur.
- Joint de coulage entre le mur et la dalle.

Pour confectionner ces joints, on utilise les produits hydro gonflants de marque « WATERSTOP-RX » ou l'équivalent.

Ce matériau est constitué d'une bande de caoutchouc flexible à base de bentonite de sodium. Il est disponible sous différents profilés en fonction du type d'application. Il adhère au béton et à l'acier.

Au contact avec un liquide, l'hydro gonflant s'expande progressivement contre les parois de béton et assure ainsi l'étanchéité de l'ouvrage.

Avant la pose du produit hydro gonflant, les surfaces d'application doivent être propres, exemptes de débris, de poussières, d'huile ou de graisse.

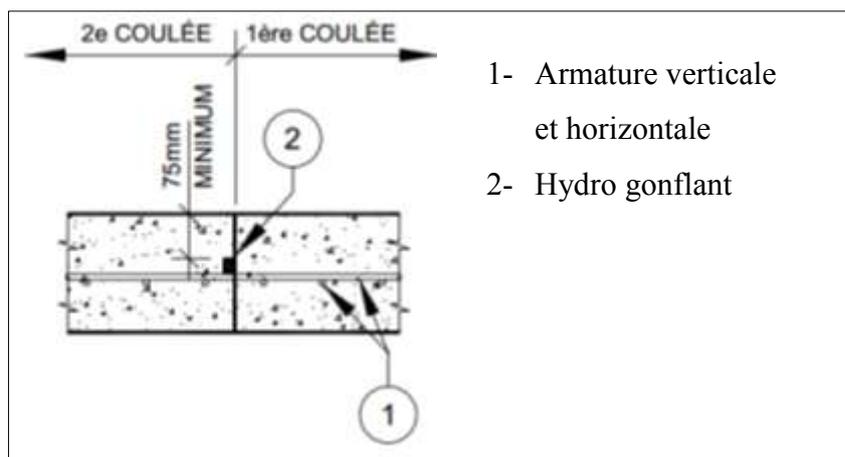


Figure V-4 : Joint d'étanchéité

## CONCLUSION

En permettant de limiter l'immobilisation des fouilles, les écrans de soutènements sont indispensables dans le domaine de génie civil et du bâtiment. D'où ce mémoire a voulu exposer le domaine de soutènement, ainsi que les techniques de rabattement de la nappe phréatique et le système de fondation approprié, au travers de la norme européenne et en utilisant les logiciels géotechniques PLAXIS et TALREN.

Le premier chapitre de ce mémoire est consacré à une description des reconnaissances géotechniques et géophysiques du sol, qui ont pour objectif de collecter les informations nécessaires pour pouvoir définir enfin le système de fondation convenable.

Ensuite, dans le deuxième chapitre on a présenté une description du phénomène de liquéfaction ainsi que les mécanismes de déclenchement de ce phénomène et ses aspects, en plus on a présenté les différents traitements du sol lorsqu'il est susceptible à la liquéfaction.

Enfin, après avoir effectué le calcul concernant le risque de liquéfaction du site étudié, qui est constitué de sable argileux lâche à très dense avec de limon et de gravier, on a constaté que le site a un risque moyen de liquéfaction.

En ce qui concerne le troisième chapitre, il est concentré sur la description, la définition et les méthodes de calcul des écrans de soutènement les plus courants (paroi moulée, rideaux de palplanches, parois en pieux), ainsi que la description des différents systèmes d'appuis. Et après avoir choisi le système de soutènement convenable (pour une excavation profonde de 13m), qui est composé des pieux espacés associés à une couche de béton projeté avec plusieurs lits de tirants d'ancrage, on a réalisé la conception de ce système à partir d'un calcul manuel et à l'aide des logiciels géotechniques (PLAXIS et TALREN), qui donnent des résultats relativement proche ce qui confirme la consistance de la conception. Et enfin, on a présenté les dimensions finales des tirants d'ancrages, des pieux et des poutres de couronnement et d'appui utilisés dans ce système de soutènement.

Et comme le sol étudié est de caractéristiques médiocres, et à cause de la présence d'une nappe phréatique à un niveau élevé de 5.5m sous la surface du sol, on a présenté dans un quatrième chapitre une description de deux méthodes principales de rabattement de la nappe phréatique (les épaissements et le rabattement par pompages) ainsi que ses avantages, ses inconvénients et les critères favorisant chacune de ses méthodes, pour enfin sélectionner et concevoir la technique de rabattement approprié.

D'où dans ce cas d'étude, la méthode choisie est les épaissements, et la conception de cette méthode a été réalisée par un calcul manuel et en utilisant le logiciel géotechnique (PLAXIS).

Enfin, on a présenté dans un cinquième chapitre la solution de fondation qui est un radier, il est souvent conseillé en terrain médiocre, de faible capacité portante et en présence d'une nappe phréatique. Après une conception préliminaire, on a obtenu un radier ayant deux épaisseurs 190cm et 90cm, ensuite on a réalisé une vérification de la contrainte du sol qui n'a pas dépassé la contrainte admissible du sol ( $\sigma \leq \sigma_{adm}, 24.74 \text{ T/m}^2 \leq 27.5 \text{ T/m}^2$ ).

En plus, puisque le béton armé en contact avec le sol doit être étanche, durable et sécuritaire, on a décrit différents types de membranes d'étanchéité (EPDM, PVC et TPO). Après, on a choisi l'EPDM, membrane d'étanchéité appliquée à la fondation surtout en présence d'une nappe phréatique et on a décrit la méthode d'installation de cette membrane.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] GCI315- MÉCANIQUE DES SOLS II, Reconnaissance et explorations des sols, chapitre 2, usherbrooke, 2002.
- [2] MAHAMADOU IDRISSE, Recherche de corrélations entre essais au pressiomètre et au pénétromètre, Master 2 Professionnel génie option Hydrosol, 2008.
- [3] MÉCANIQUE DES SOLS II, Essais et mesures in situ, chapitre 3, pdf.
- [4] PIERRE ROSSI, LUDOVIC GAVOIS, GUY RAOUL, Assises des vallées compressibles Approches géologique et géotechnique, Terrassement, c5363, 22/9/ 2008, pdf.
- [5] POLYMTL, Quelques essais de laboratoire et in-situ, Présentation essais, chapitre 10, pdf.
- [6] NITSSMEC, LCPC, Essais de laboratoires et en place de mécanique des sols, Aide-mémoire, Juin 1973.
- [7] REVUE FRANCAISE DE GEOTECHNIQUE, Etude géotechnique et reconnaissance des sols, Projet de DTU.
- [8] J. LEGRAN D F. SCHLOSSE R, Bulletin de liaison laboratoires routiers, Hydraulique des sols, Novembre 1968.
- [9] HOUTI F.B, Chapitre 6 les principaux moyens de reconnaissance, pdf.
- [10] H.JOSSEAUME, Essai de pompage, 39-40 p, pdf.
- [11] INNOGEO, Sismique réfraction, étude de la structure géologie sous-sol, fiche technique, pdf.
- [12] UNI BISKRA, Différents types de murs de soutènements, chapitre 01, 2001, pdf.
- [13] CNAM, Cours procédés généraux de construction, 2012.
- [14] MOHAMED MEKERBI, ISMAIL BENABDERRAHMANE, Liquefaction des sols, 2009, pdf.

- [16] SEED & IDRISSE, Evaluation of soil's susceptibility to liquefaction, chapter 7, pdf.
- [17] KELLER BROCHURE, les procédés de vibration profonde des sols, pdf.
- [18] LUC DELATTRE, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES, Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, L'approche par le calcul les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction, Septembre – Octobre 2001, pdf.
- [18] LUC DELATTRE, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES, Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, Les approches empiriques et semi-empiriques, Septembre – Octobre 2001, pdf.
- [18] LUC DELATTRE, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES, Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis, Septembre – Octobre 2001, pdf.
- [19] ÉCOLE SUPERIEUR POLYTECHNIQUE, Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrage d'art en béton armé : Application aux ponts routes sur micros-pieux, 2004, pdf.
- [20] Patrick Powers J. (2007), "Construction Dewatering – New Methods and Applications", Marco Island, Florida, 3rd Edition, www.knovel.com Copyright 2007.
- [21] Preene M. and the Estate of Pat Cashman (2013), "Ground Water Lowering in Construction – A Practical Guide to Dewatering 2nd Edition" Copyright 2013
- [22] Lewis M. A., Chency C. S. and O'Dochartaigh B. E. (2006), "Guide to Permeability Indices", NERC 2006
- [23] Terrasol, "Talren 4 v2.0.3" – immeuble Helios 72, avenue Pasteur 93108 Montreuil Cedex France – www.terrasol.com
- [24] Plaxis, Professional Version 8.2 copyright 2002, Plaxis B.V P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, © 2002 PLAXIS b.v. Netherlands.

# ANNEXES

## Annexe A : Rapport d'investigation du sol, forages

<b>T.K</b>		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.: <b>BH # 1</b>			
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet: <b>1 OF 4</b>			
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started: <b>26/11/2012</b>			
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed: <b>28/11/2012</b>			
Driller: <b>Mohamed</b>	Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / Bit : Diamond			Water Depth: <b>5.50m</b>				
Inspector: <b>Dum</b>	Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth: <b>12m</b>				
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
0.0	Reddish brown, fine SAND, with silt, non plastic.	S0						Bulk Sample
1.5	Ditto, loose.	S1	3 4 5	9				SPT @ 1.5m
3.0	Medium dense, reddish brown, fine to medium SAND with silt, non plastic.	S2	4 6 7	13				SPT @ 3.0m
4.5	Loose, dark brown, Clayey SAND, low to medium plasticity.	S3	2 4 4	8				SPT @ 4.5m
6.0	Ditto,	S4	3 4 5	9				SPT @ 6.0m

Continued Next Page

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 1	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		2 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		26/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		28/11/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		12m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
7.5	Ditto,	S5	4 3 5	8				SPT @ 7.5m
9.0	Medium dense, brown, coarse to medium SAND, with silt, non plastic	S6	16 13 13	26				SPT @ 9.0m
10.5	Ditto, dense.	S7	18 15 16	31				SPT @ 10.5m
12.0	Moderately strong, greyish brown, weathered & highly fractured, Sandy LIMESTONE, with some vugs & cavities.	R1			58	10		Coring from 12.0m
14.0	Ditto,	R2			48	0		Coring from 14.0m

Continued Next Page

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 1	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		3 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		26/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		28/11/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		12m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
15.0								
15.5								
16.0	Ditto, most of them are gravel.	R3			15	0		Coring from 16.0m
16.5								
17.0								
17.5								
18.0	Ditto, color becoming cream.	R4			25	0		Coring from 18.0m
18.5								
19.0								
19.5								
20.0	Ditto,	R5			20	0		Coring from 20.0m
20.5								
21.0								
21.5								
22.0	Ditto,	R6			28	0		Coring from 22.0m
22.5								

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 1		
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		4 OF 4		
Project No.:		TK12055			Elevation:				
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:				
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:				
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		26/11/2012		
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		28/11/2012		
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / Bit : Diamond			Water Depth:		5.50m		
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		12m		
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks	
22.5									
23.0									
23.5									
24.0	Ditto,	R7			15	0		Coring from 24.0m	
24.5									
25.0	End of Borehole @ 25.0m								
25.5									
26.0									
26.5									
27.0									
27.5									
28.0									
28.5									
29.0									
29.5									
30.0	End of Borehole @ 25.0m								

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 2	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		1 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		28/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		30/11/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		8m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
0.0	Reddish brown, Silty Clayey SAND, low plasticity.	S0						Bulk Sample
1.5	Ditto, medium dense.	S1	4 5 5	10				SPT @ 1.5m
3.0	Medium dense, reddish brown, fine to medium SAND with silt, non plastic.	S2	8 10 15	25				SPT @ 3.0m
4.5	Ditto,	S3	10 13 15	28				SPT @ 4.5m
6.0	Medium stiff, dark brown, Sandy/Marly CLAY, little marlstone gravel, medium plasticity.	S4	2 2 3	5				SPT @ 6.0m

Continued Next Page

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 2	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		2 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		28/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		30/11/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		8m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
7.5	Very stiff, light brown, Sandy/Marly CLAY, little marlstone gravel, medium plasticity.	S5	8 8 9	17				SPT @ 7.5m
8.0	Moderately strong, cream, weathered & highly fractured, Marly LIMESTONE, some vertical to some horizontal fractures.	R1			23	0		Coring from 8.0m
10.0	Ditto,	R2			23	0		Coring from 10.0m
12.0	Ditto,	R3			25	0		Coring from 12.0m
14.0	Ditto,	R4			20	0		Coring from 14.0m

Continued Next Page

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 2	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		3 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		28/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		30/11/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		8m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
15.0								
15.5								
16.0	Ditto,	R5			13	0		Coring from 16.0m
16.5								
17.0								
17.5								
18.0	Ditto,	R6			20	0		Coring from 18.0m
18.5								
19.0								
19.5								
20.0	Ditto,	R7			18	0		Coring from 20.0m
20.5								
21.0								
21.5								
22.0	Ditto,	R8			28	0		Coring from 22.0m
22.5								

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 2	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		4 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		28/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		30/11/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / Bit : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		8m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
22.5								
23.0								
23.5								
24.0								
24.5								
25.0	End of Borehole @ 25.0m							
25.5								
26.0								
26.5								
27.0								
27.5								
28.0								
28.5								
29.0								
29.5								
30.0	End of Borehole @ 25.0m							

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 3	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		1 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		30/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		04/12/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		13.5m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
0.0	Dark brown, Clayey SAND, low to medium plasticity.	S0						Bulk Sample
1.5	Ditto, loose.	S1	2 3 3	6				SPT @ 1.5m
3.0	Loose, dark brown, Silty Clayey GRAVEL, with sand, low plasticity.	S2	4 3 3	6				SPT @ 3.0m
4.5	Medium dense, reddish brown, Silty SAND, non plastic.	S3	11 12 18	30				SPT @ 4.5m
6.0	Very dense, coarse to medium SAND, with silt & gravel, non plastic.	S4	15 20 50/5cm	Refusal				SPT @ 6.0m

Continued Next Page

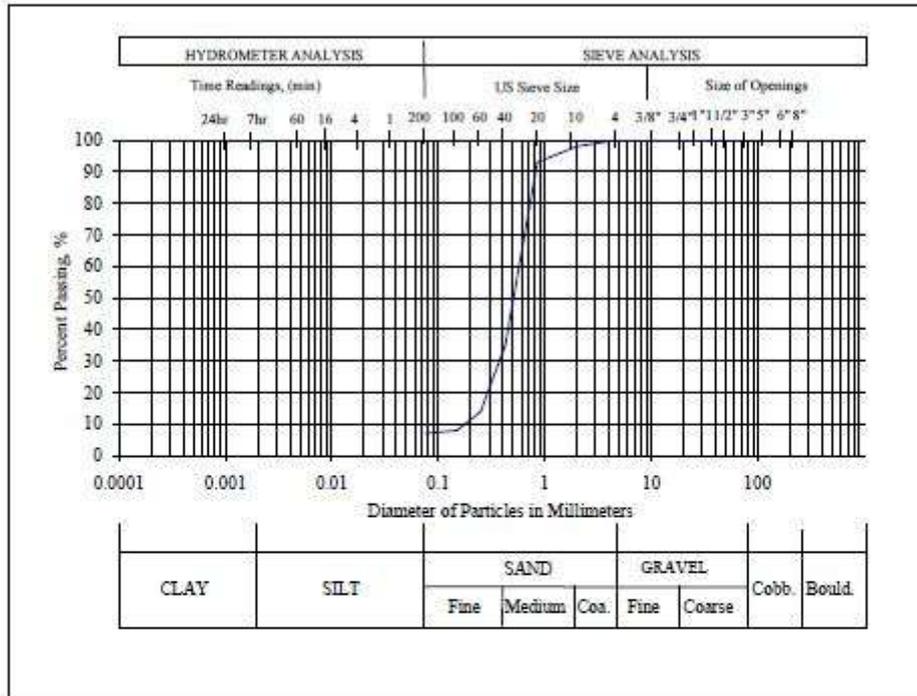
T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 3	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		2 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		30/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		4/12/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / BIT : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		13.5m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
7.5	Dense, dark brown, Clayey SAND, low to medium plasticity.	S5	4 17 18	35				SPT @ 7.5m
9.0	Ditto, medium dense, with gravel.	S6	16 8 12	20				SPT @ 9.0m
10.5	Medium dense, brown, Clayey SAND, with gravel, medium plasticity.	S7	11 6 8	14				SPT @ 10.5m
12.0	Ditto, no gravel.	S8	9 11 10	21				SPT @ 12.0m
13.5	Moderately strong, greyish brown, weathered & highly fractured, Sandy LIMESTONE, with some vugs & cavities.	R1			20	0		Coring from 13.5m

Continued Next Page

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 3	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		3 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		30/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		4/12/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / Bit : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		13.5m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
15.0	Ditto, with a pocket of clay.	R2			15	0		Coring from 15.0m
15.5								
16.0								
16.5								
17.0	Ditto, color becoming cream.	R3			18	0		Coring from 17.0m
17.5								
18.0								
18.5								
19.0	Ditto,	R4			18	0		Coring from 19.0m
19.5								
20.0								
20.5								
21.0	Ditto,	R5			30	0		Coring from 21.0m
21.5								
22.0								
22.5								

T.K		Toufic Khoury Test Boring Log			Borehole No.:		BH # 3	
Project:		DBAYEH PROJECT			Sheet:		4 OF 4	
Project No.:		TK12055			Elevation:			
Client:		Mr. Nasser KAMSSIEH			Northing:			
Drilling Equipment:		Mobile Drill			Easting:			
Size & Type of Casing:		100mm diameter pipe NW casing / augers			Date Started:		30/11/2012	
Drilling Method:		Rotary with wash water, tricone 76mm			Date Completed:		4/12/2012	
Driller: Mohamed		Core Bar : 86mm / Length = 3.0m / Bit : Diamond			Water Depth:		5.50m	
Inspector: Dum		Sampler : SPT / Weight = 63.50 Kg / Drop = 76cm			Casing Depth:		13.5m	
Depth (m)	Description & Remarks	Sample No.	Soil Blows / 15cm	Soil SPT Value	Rock REC(%)	Rock RQD(%)	Rock SCR(%)	Remarks
22.5								
23.0	Ditto,	R6			20	0		Coring from 23.0m
23.5								
24.0								
24.5								
25.0	End of Borehole @ 25.0m							
25.5								
26.0								
26.5								
27.0								
27.5								
28.0								
28.5								
29.0								
29.5								
30.0	End of Borehole @ 25.0m							

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

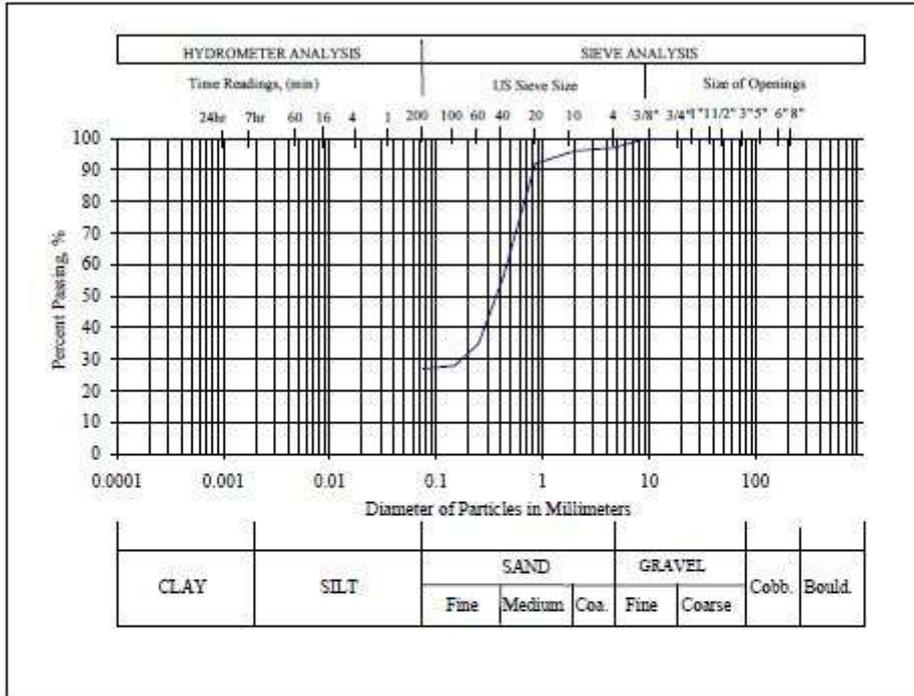


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	G <sub>s</sub>
B.G.S. 3	4.29	NP	NP	NP	SP-SM	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	100	100	98	35	8	7

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring # : BH-1</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample # : S2</b>
<b>Project No : TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref. : SBH1S2</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

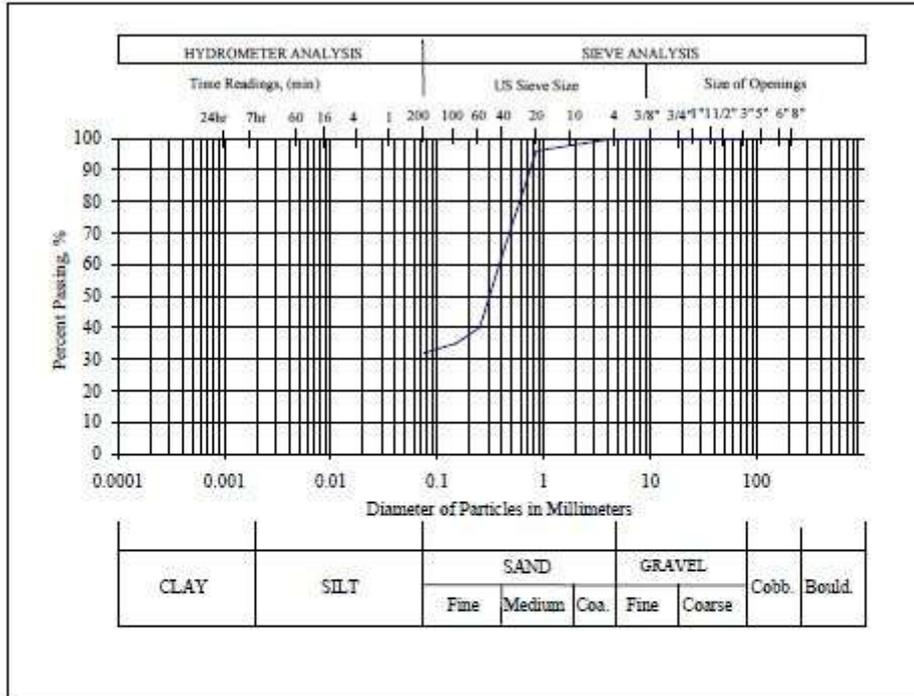


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	Gs
B.G.S. 4.5	16.05	26	15	11	SC	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	100	97	96	56	28	27

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring #: BH-1</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample #: S3</b>
<b>Project No: TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref.: SBH1S3</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

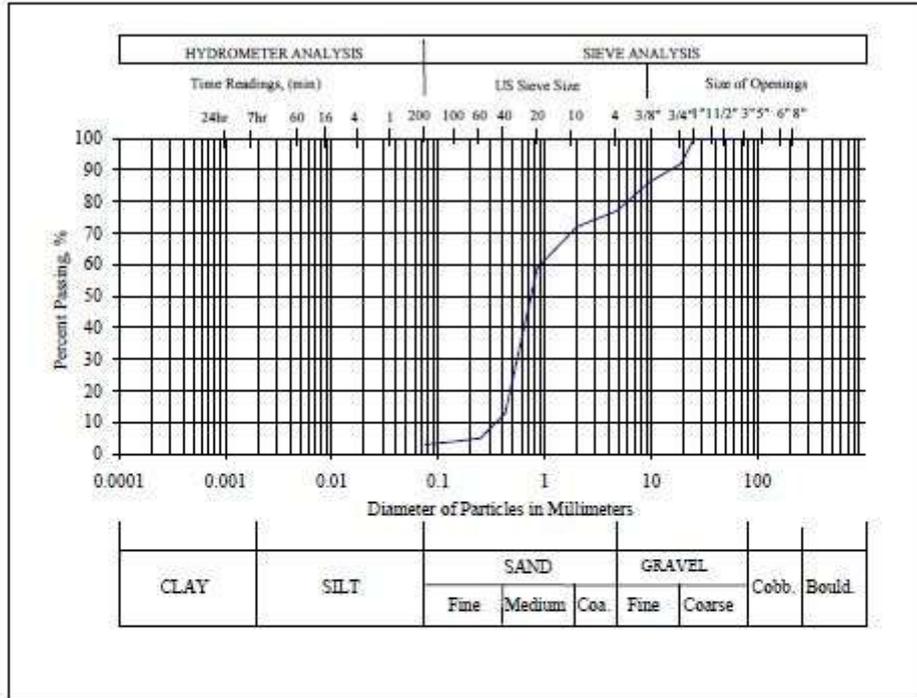


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	G <sub>s</sub>
B.G.S. 7.5	13.80	24	14	10	SC	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	100	100	98	65	35	32

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring #: BH-1</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample #: S5</b>
<b>Project No: TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref.: SBH165</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

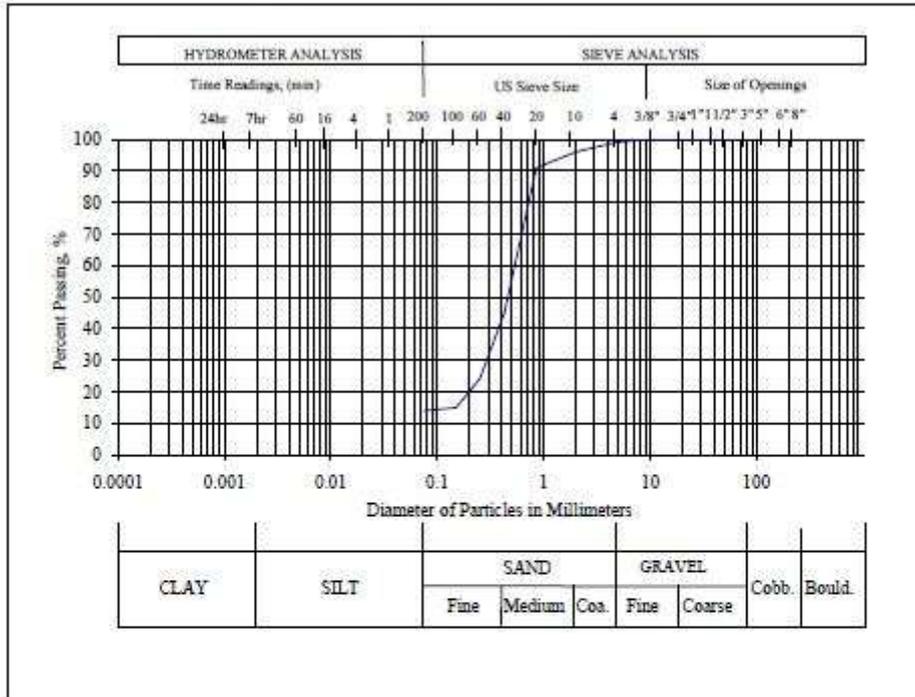


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	Gs
B.G.S. 10.5	11.83	NP	NP	NP	SP	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	92	86	77	72	13	4	3

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring #: BH-1</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample #: S7</b>
<b>Project No: TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref.: SBH1S7</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

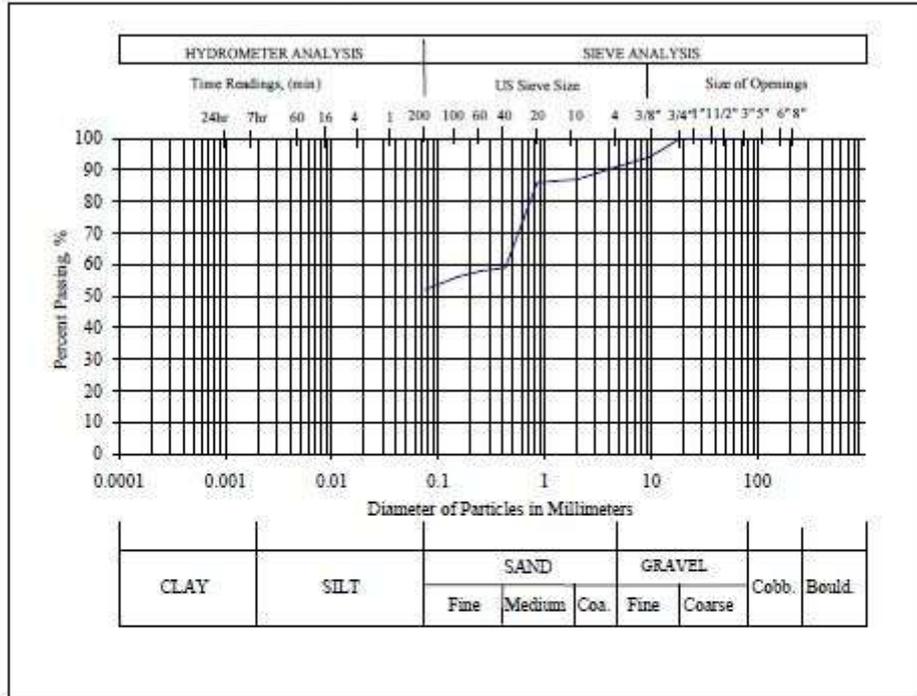


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	G <sub>s</sub>
B.C.S. 4.5	8.18	NP	NP	NP	SM	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	100	99	96	45	15	14

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring # : BH-2</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample # : S3</b>
<b>Project No : TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref. : SBH2S3</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**



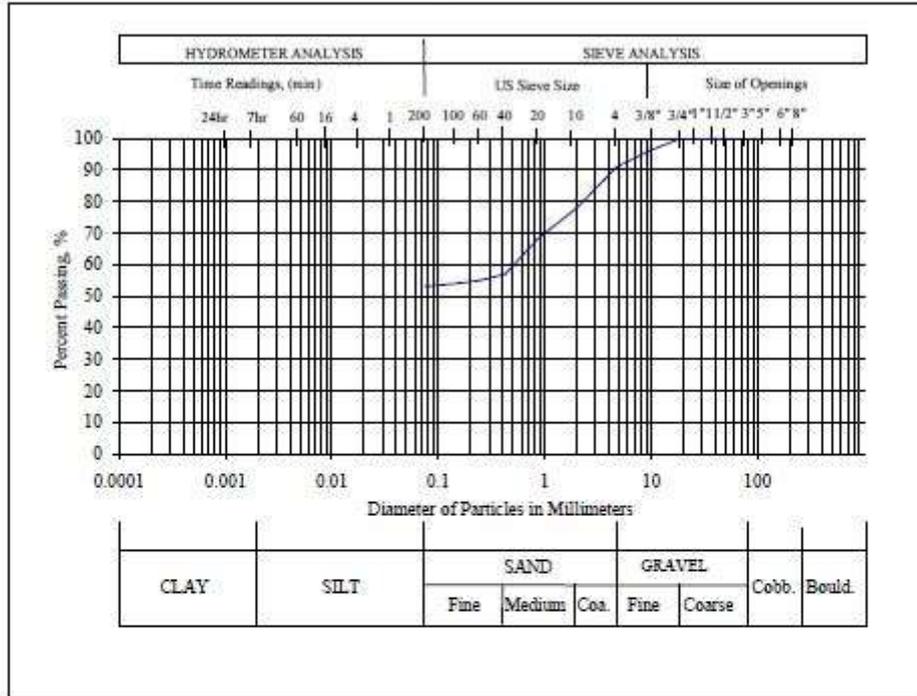
Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	Gs
B.G.S. 6	27.49	35	19	16	CL	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	94	91	87	59	56	52

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring #:</b>	<b>BH-2</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample #:</b>	<b>S4</b>
<b>Project No: TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref.:</b>	<b>SBH2S4</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

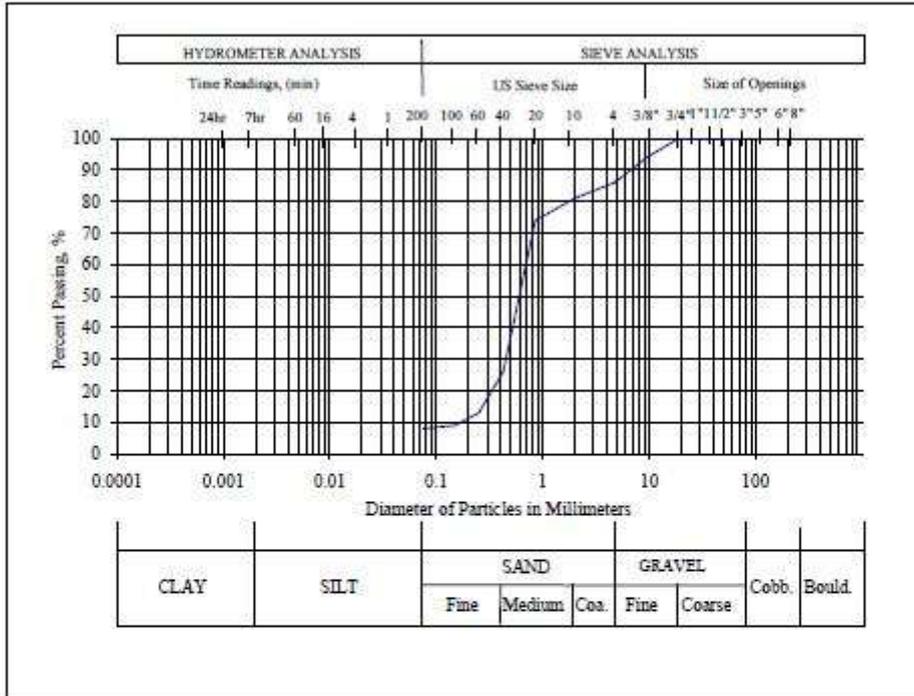


Depth (m)	Moisture	LL	PL	PI	ASTM	Gs
B.G.S.	Cont. (%)	(%)	(%)	(%)	Class.	NA
7.5	29.07	25	14	11	CL	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	96	91	78	57	54	53

<b>Dbayeh Project</b>	Client: <b>Mr Nasser KAMSSIEH</b>	Boring #:	BH-2
<i>Subsurface Investigation</i>	Architect: <b>Mr Paul NACCOUZI</b>	Sample #:	S5
Project No: <b>TK12055</b>	Contractor: <b>Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	Ref.:	SBH2S5

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

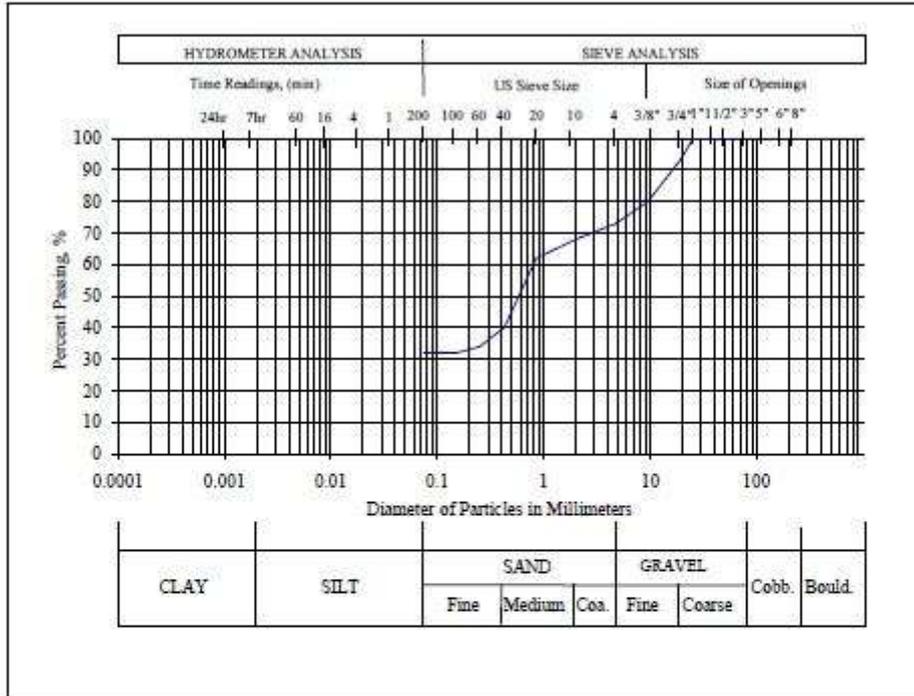


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	Gs
B.G.S. 4.5	4.21	NP	NP	NP	SW-SM	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	94	86	81	26	9	8

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring #: BH-3</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample #: S3</b>
<b>Project No: TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref.: SBH3S3</b>

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**

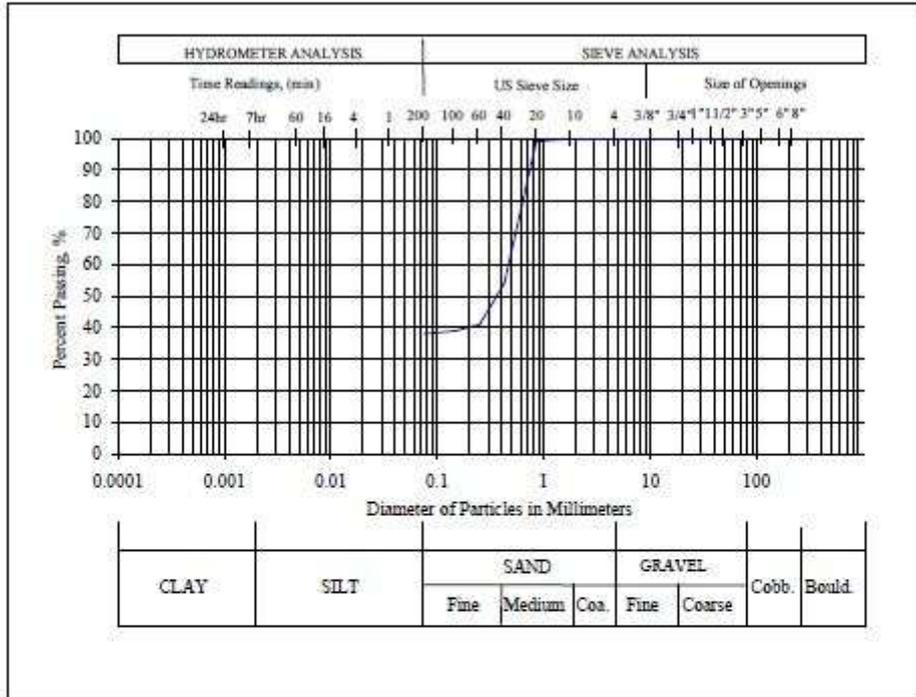


Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	Gs
B.G.S. 9	23.60	31	18	13	SC	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	93	80	73	68	40	32	32

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client:</b> <i>Mr Nasser KAMSSIEH</i>	<b>Boring #:</b> BH-3
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect:</b> <i>Mr Paul NACCOUZI</i>	<b>Sample #:</b> S6
<b>Project No:</b> <i>TK12055</i>	<b>Contractor:</b> <i>Engineer Toufic Y. El Khoury</i>	<b>Ref.:</b> SBH3S6

**PARTICLE SIZE ANALYSIS - ASTM D422**



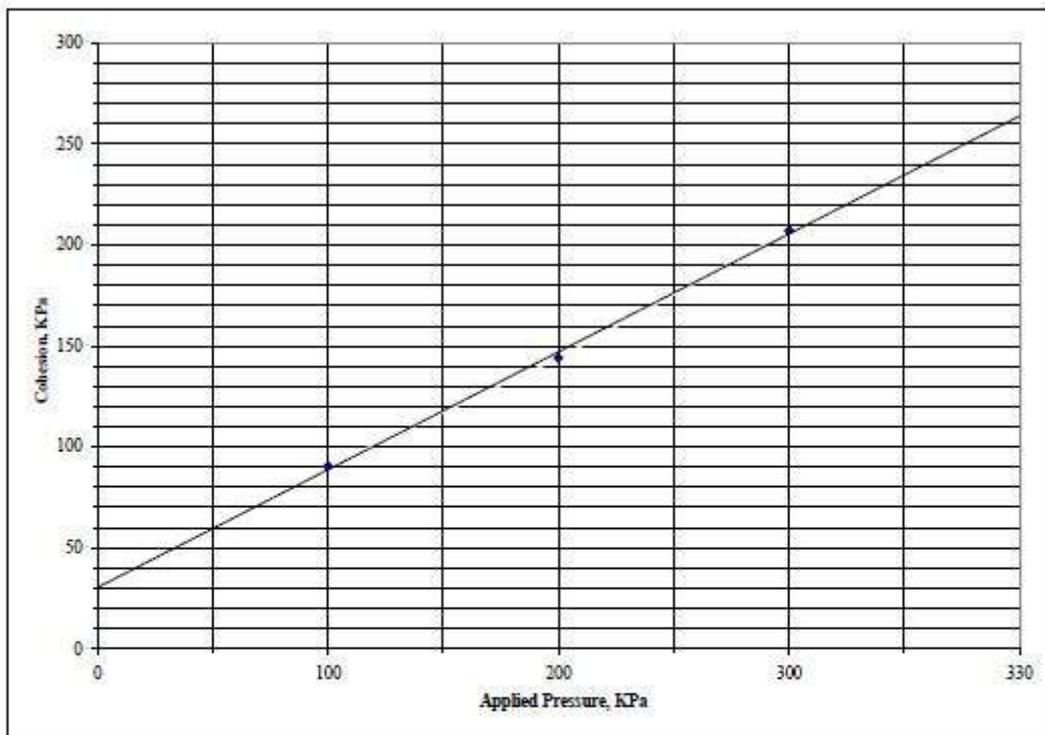
Depth (m)	Moisture Cont. (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ASTM Class.	Gs
B.C.S. 12	17.89	34	19	15	SC	NA

Sieve Size	3/4"	3/8"	#4	#10	#40	#100	#200
% Passing	100	100	100	100	54	39	38

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client: Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring #: BH-3</b>
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect: Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample #: S8</b>
<b>Project No: TK12055</b>	<b>Contractor: Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref.: SBH388</b>

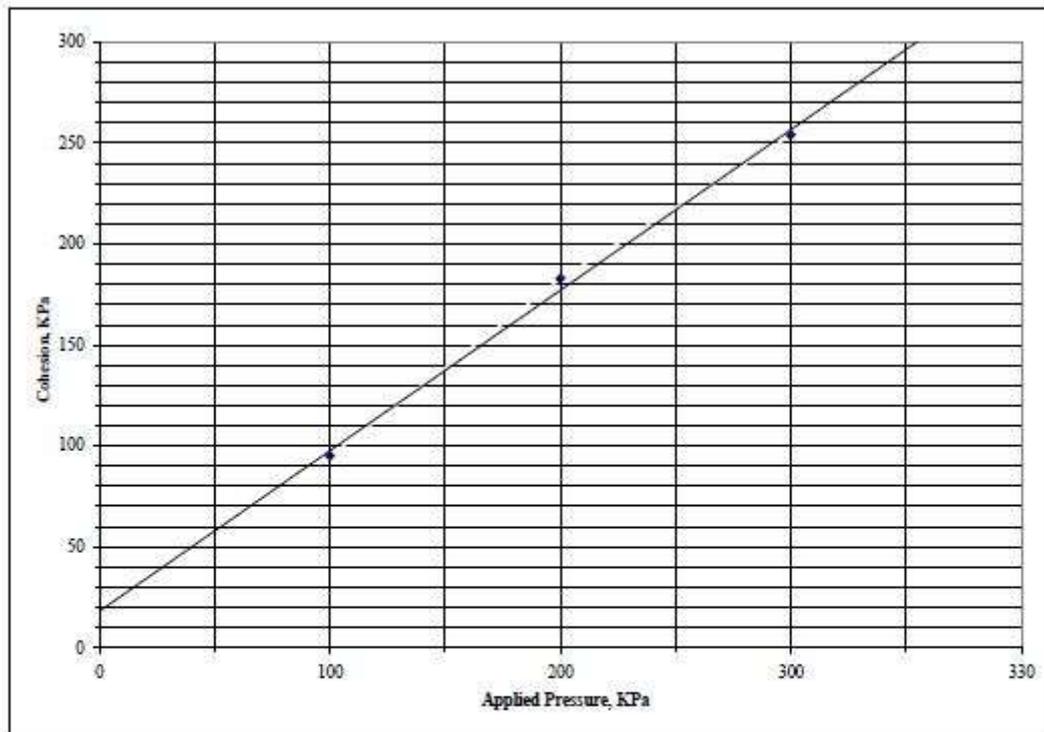
**DIRECT SHEAR TESTING RESULTS - ASTM D3080**



Depth (m)	Moisture Cont. (%)	Wet Density (KN/m <sup>3</sup> )	Dry Density (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (Kpa)	Angle of Friction (Degree)
B.G.S. 4.5	16.05	19.96	17.2	36.4	28

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client:</b> <i>Mr Nasser KAMSSIEH</i>	<b>Boring :</b> BH-1
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect:</b> <i>Mr Paul NACCOUZI</i>	<b>Sample :</b> S3
<b>Project No:</b> <i>TK12055</i>	<b>Contractor:</b> <i>Engineer Toufic Y. El Khoury</i>	<b>Ref. :</b> DSBH1-S3

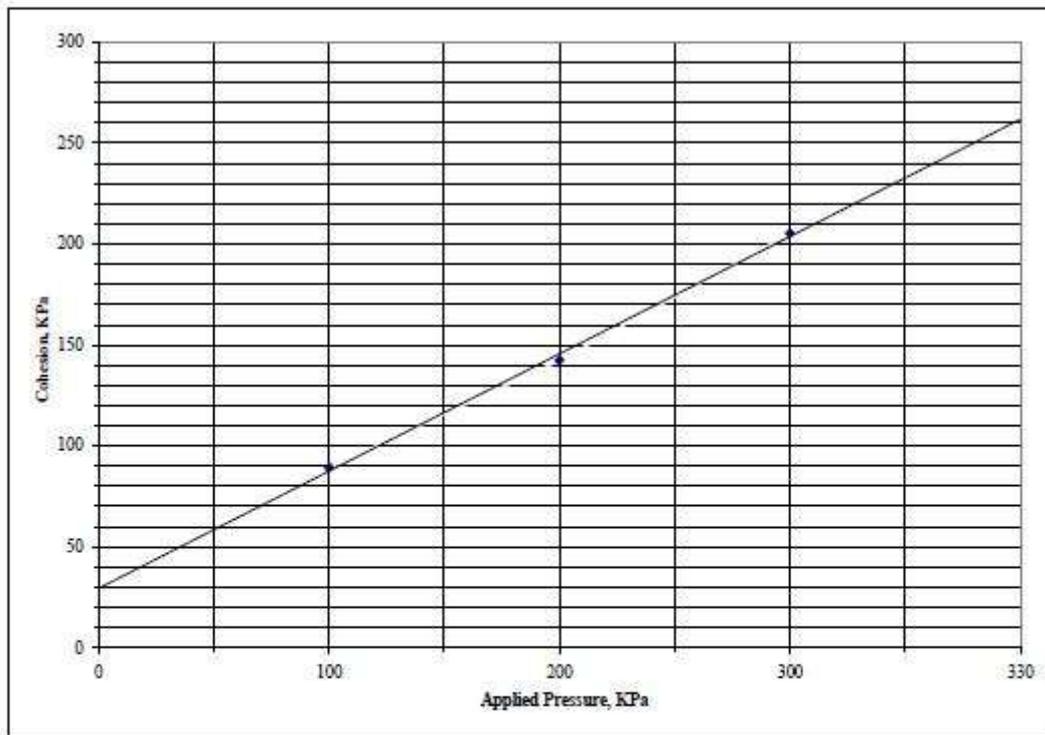
**DIRECT SHEAR TESTING RESULTS - ASTM D3080**



Depth (m)	Moisture Cont. (%)	Wet Density (KN/m <sup>3</sup> )	Dry Density (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (Kpa)	Angle of Friction (Degree)
B.G.S.	11.83	19.91	17.8	6.9	41

<b>Dbayeh Projert</b>	<i>Client:</i> <b>Mr Nasser KAMSSIEH</b>	<b>Boring :</b> BH-1
<i>Subsurface Investigation</i>	<i>Architect:</i> <b>Mr Paul NACCOUZI</b>	<b>Sample :</b> S7
<i>Project No:</i> <b>TKI2055</b>	<i>Contractor:</i> <b>Engineer Toufic Y. El Khoury</b>	<b>Ref :</b> DSBH1-S7

**DIRECT SHEAR TESTING RESULTS - ASTM D3080**



Depth (m)	Moisture Cont. (%)	Wet Density (kN/m <sup>3</sup> )	Dry Density (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (Kpa)	Angle of Friction (Degree)
B.G.S. 12	17.89	20.04	17.0	35.9	28

<b>Dbayeh Project</b>	<b>Client:</b> Mr Nasser KAMSSIEH	<b>Boring :</b> BH-3
<b>Subsurface Investigation</b>	<b>Architect:</b> Mr Paul NACCOUZI	<b>Sample :</b> S8
<b>Project No:</b> TK12055	<b>Contractor:</b> Engineer Toufic Y. El Khoury	<b>Ref. :</b> D&BH31-S8

## Annexe B : Calcul de la pression des terres

En y= 0m:

$$\frac{20 \times 0.36}{\text{Surcharge}} - \frac{2 \times 36\sqrt{0.36}}{\text{Effet de cohesion}} = -36 \text{ KPa}$$

En y= -5.5m:

$$\frac{20 \times 0.36}{\text{Surcharge}} + \frac{17 \times 5.5 \times 0.36}{\text{Poids du sol}} - \frac{2 \times 36\sqrt{0.36}}{\text{Effet de cohesion}} = -2.34 \text{ KPa}$$

En y= -8m:

$$\begin{aligned} & \frac{\overbrace{(20 + 17 \times 5.5)}^{\text{Couches superieures}}}{\text{Surcharge}} \times 0.36 + \frac{\overbrace{(20 - 9.81)}^{\gamma'}}{\text{Poids du sol}} \times 2.5 \times 0.36 - \frac{2 \times 36\sqrt{0.36}}{\text{Effet de cohesion}} + \frac{9.81 \times 2.5}{\text{Pression d'eau}} \\ & = 31.5 \text{ KPa} \end{aligned}$$

En y= -9m:

$$\begin{aligned} & \frac{\overbrace{(20 + 17 \times 5.5 + (20 - 9.81) \times 2.5)}^{\text{Couches superieures}}}{\text{Surcharge}} \times 0.2 + \frac{\overbrace{(20 - 9.81)}^{\gamma'}}{\text{Poids du sol}} \times 1 \times 0.2 - \frac{2 \times 6.9\sqrt{0.2}}{\text{Effet de cohesion}} \\ & + \frac{9.81 \times 3.5}{\text{Pression d'eau}} = 58 \text{ KPa} \end{aligned}$$

En y= -13m:

$$\begin{aligned} & \frac{\overbrace{(20 + 17 \times 5.5 + (20 - 9.81) \times (2.5 + 1))}^{\text{Couches superieures}}}{\text{Surcharge}} \times 0.36 + \frac{\overbrace{(20 - 9.81)}^{\gamma'}}{\text{Poids du sol}} \times 4 \times 0.36 - \frac{2 \times 36\sqrt{0.36}}{\text{Effet de cohesion}} \\ & + \frac{9.81 \times 7.5}{\text{Pression d'eau}} = 99 \text{ KPa} \end{aligned}$$

En y= -16m – Active:

$$\begin{aligned} & \frac{\overbrace{(20 + 17 \times 5.5 + (20 - 9.81) \times (2.5 + 1 + 4))}^{\text{Couches superieures}}}{\text{Surcharge}} \times 0.36 + \frac{\overbrace{(26 - 9.81)}^{\gamma'}}{\text{Poids du sol}} \times 3 \times 0.36 \\ & - \frac{2 \times 50\sqrt{0.36}}{\text{Effet de cohesion}} = 25.8 \text{ KPa} \end{aligned}$$

En y= -16m – Passive:

$$\frac{\overbrace{(26 - 9.81)}^{\gamma'}}{\text{Poids du sol}} \times 3 \times 2.66 + \frac{2 \times 50\sqrt{2.66}}{\text{Effet de cohesion}} = 292.29 \text{ KPa}$$

## Annexe C : La conception du système de soutènement : Sections B-B et C-C

### I. Conception préliminaire et détaillée : Section B-B adjacente au bâtiment

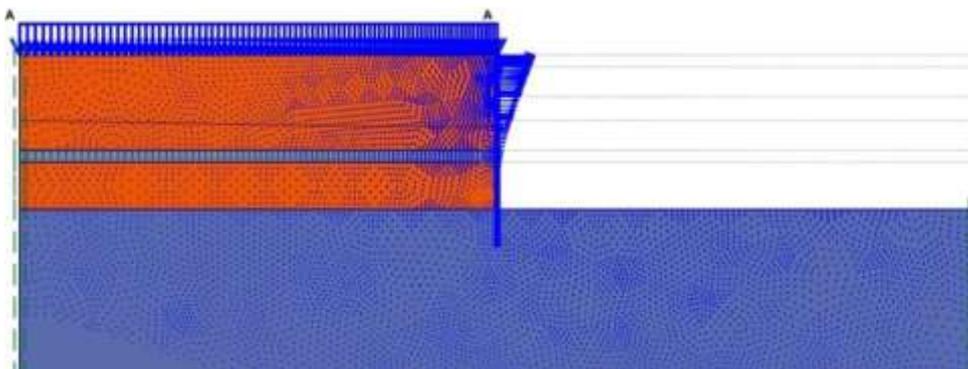
#### ➤ Modèle sur PLAXIS V8

##### a. Excavation non renforcée – type et cause de rupture

Le premier calcul a été fait pour une excavation non renforcée pour déterminer si l'excavation peut naturellement être stable, puisque dans cette section la surcharge est beaucoup plus grande que dans la section A-A ce qui pourrait contribuer à l'élimination de la tension de rupture dans la couche supérieure. Alors, le calcul n'a pas atteint sa dernière étape et la rupture s'est produite à 79.8% de l'excavation comme donné ci-dessous.

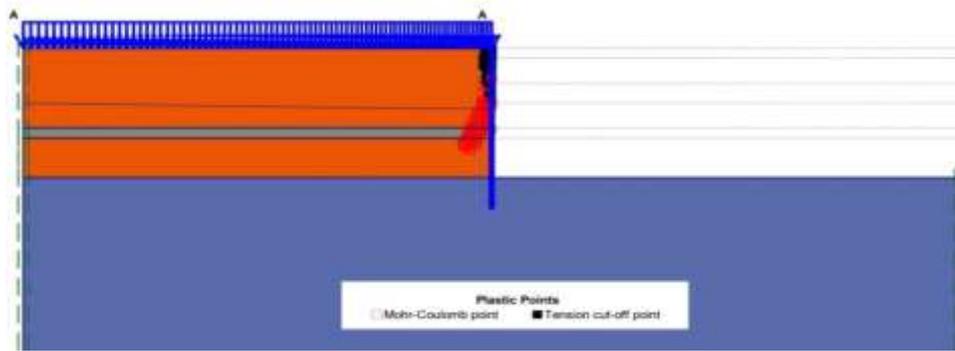
Active proportion of stage	Mstage :	0.000	$\Sigma$ Mstage :	0.798
----------------------------	----------	-------	-------------------	-------

En traçant le déplacement progressif représenté dans la Figure III-24 ci-dessous, on peut remarquer que la défaillance s'est produite dans la partie supérieure du sol et qui montre une autre rupture de tension.



**Figure III-24: Déplacement progressif – Excavation non renforcée – Section B-B**

Alors, si ce phénomène s'est produit, les points plastiques doivent être présents dans cette région. En effet, la Figure III-25 montre la présence des points plastique dans une région inférieure à celle de la section précédente, pour atteindre 4.9m sous la surface du sol.



**Figure III-25: Points plastiques – Excavation non renforcée – Section B-B**

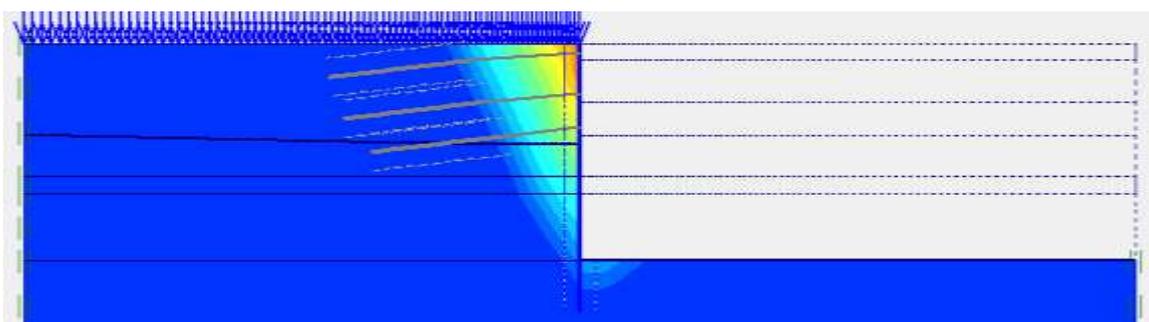
Donc, si la tension est la seule cause de la rupture de l'excavation non renforcée, la même configuration avec une tension soumise dans le sol permettrait de donner une fouille sécuritaire sans renforcement.

Le résultat de Plaxis ci-dessous montre la réalisation des travaux d'excavation pour le cas où la fouille a été non renforcée et le sol a été autorisé à soutenir les forces de traction.

Active proportion of stage	Mstage :	0.000	$\Sigma$ Mstage :	0.943
----------------------------	----------	-------	-------------------	-------

Cela signifie que la rupture dans cette section est causée non seulement par la tension dans la couche supérieure du sol, mais aussi par l'instabilité de la pente ce qui recommande un système de soutènement capable de remédier les deux modes de rupture.

Alors, la surface de rupture peut être observée dans la Figure III-26 ci-après qui approuve que les longueurs d'ancrages utilisés dans la section A-A sont adéquates.



**Figure III-26 : Surface de rupture – Section B-B**

## b. La solution proposée – tirants d’ancrage

Comme proposé précédemment, l’ancrage de la partie supérieure de la membrane est une solution à la tension dans le sol car il pourrait contribuer à éliminer le risque de rupture de pente qui s’est produit après l’achèvement de plus de 90% de l’excavation.

La profondeur de la fissure de tension trouvée par Plaxis est égale à 4.9m sous la surface du sol. Par conséquent, l’emplacement des tirants d’ancrage précédemment peut encore être appliqué, ainsi que les dimensions préliminaires des longueurs d’ancrage et de charge de contrainte ont été adoptés comme une première estimation.

Ensuite, le calcul a été effectué selon les phases de construction et la dernière excavation a été atteinte avec succès sans aucune rupture du sol, comme indiqué ci-dessous:

Active proportion of stage	Mstage :	0.007	$\Sigma$ Mstage :	1.000
----------------------------	----------	-------	-------------------	-------

Avant de vérifier le facteur de sécurité, nous avons remarqué une déflexion relativement élevée qui est égale à 48.6mm au sommet du pieu, et qui ne peut pas être toléré dans cette section surtout que nous avons un ancien bâtiment qui pourrait être soumis à des fissures. Donc, deux solutions ont été proposées pour limiter la déflexion au sommet du pieu :

Premièrement, nous avons proposés d’augmenter la rigidité de la membrane en réduisant l’espace entre les pieux et en augmentant leur diamètre. Après avoir modélisé cette solution, nous avons constaté que pour empêcher le pieu (qui est maintenant un corps très rigide) de la déflexion excessive à son sommet nous devons ajouter 1 à 2 rangs d’ancrage et cela va causer une augmentation significative du coût dans cette section.

Deuxièmement, nous avons proposé d’augmenter les charges de contrainte et l’espace entre les ancrages dans le premier et le deuxième rang pour forcer les pieux de retenir le sol et empêcher la déflexion excessive. Donc, cette méthode a montré une réduction suffisante de la déflexion, et en pratique les ancrages de ces rangs peuvent encore supporter une charge de contrainte supplémentaire sans atteindre leur force nominale.

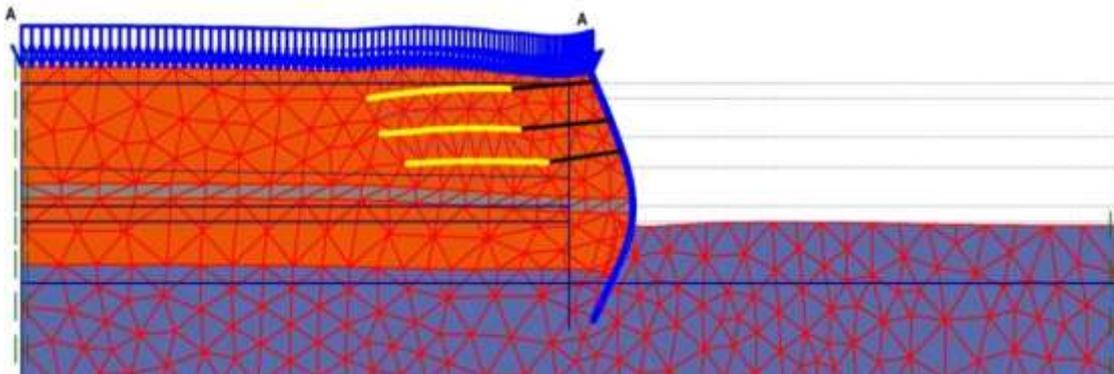
La solution proposée consiste pour le premier rang, à réduire l’espace entre les ancrages à 1.0m en donnant une charge de contrainte égale à 220KN par ancrage, de même pour le deuxième rang réduire l’espace entre les ancrages à 1.5m en gardant la charge de contrainte égale à 150KN par ancrage, et pour le troisième rang gardé les propriétés précédentes de la section A-A.

La Figure III-27 montre la déformée finale de l’excavation après l’achèvement de toutes les étapes. Il est remarquable que la déflexion maximale du pieu se produise au fond de l’excavation et retenu à sa partie supérieure, ce qui répond à nos exigences pour éviter les fissures dans la structure.

Ensuite, le facteur de sécurité de l'excavation renforcée trouvé est égal à 1.34, il répond à l'exigence d'une structure de soutènement temporaire.

Strenght reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.343
---------------------------	------	-------	---------	-------

Il est remarquable que le facteur de sécurité obtenu dans cette section est inférieure à celui calculé pour la section A-A ce qui explique l'effet de l'augmentation de surcharge entre ces deux sections.



**Figure III-27 : La forme de la déformée – Section B-B**

### c. Déflexion

La déflexion dans la partie supérieure du pieu a été trouvée égale à 31.5mm comme indiquée sur la Figure III-28 ci-dessous:

Plate	Element	Node	X [m]	Y [m]	Ux [10 <sup>-3</sup> m]	Uy [10 <sup>-3</sup> m]
		3868	40.000	34.125	40.089	11.666
		3885	40.000	34.000	41.314	11.667
	9	3612	40.000	35.000	31.517	11.665
	File 60cmc.	3611	40.000	34.875	32.738	11.665
		3610	40.000	34.750	33.959	11.665

**Figure III-28 : Déflexion horizontale et verticale du pieu**

Les limites de flèches pour le cas le plus critique sont données par « EC3 » et qui sont tirées de l'ISO 4356, la déflexion est calculée en utilisant :

$$\delta_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{16000}{500} = 32\text{mm} > 31.5\text{mm OK}$$

#### d. Optimisation de la conception

Dans ce cas, où le facteur de sécurité a été trouvé égal à 1.34 supérieur à la valeur admissible qui est égale à 1.3 pour les structures de soutènement temporaires et la limite de la flèche est égale à 31.5mm comparant à 32mm. Les dimensions de conception de cette section correspondent aux mesures de sécurité fournissant un système de soutènement efficace et de coût élevé.

##### ➤ Modèle sur TALREN 4

Le facteur de sécurité d'une excavation renforcée a été calculé en utilisant la méthode Bishop. On note que puisque la surface de rupture observée sur Plaxis n'était pas circulaire (Figure III-29), et comme la défaillance se compose de deux surfaces de rupture : active et passive, donc on ne peut calculer le facteur de sécurité qu'en définissant une surface polygonale conforme à celle détectée dans Plaxis et on la compare avec les résultats obtenus sur Plaxis pour vérifier la consistance de notre conception.

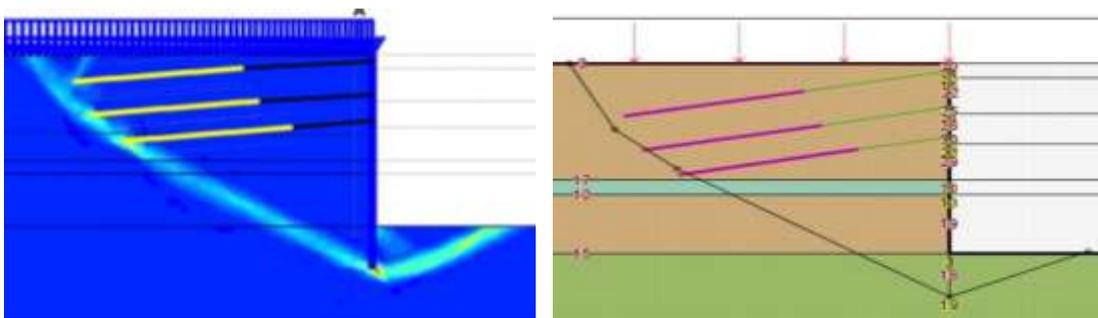


Figure III-29 : Surface de rupture – Excavation

##### a. Les résultats de Talren

Dans toutes les étapes d'excavation et de construction, le facteur de sécurité a été trouvé  $> 1.9$ , ce qui signifie que si ces étapes sont adoptées, ou si pour une raison quelconque la construction arrêta à ces étapes, elles présentent une grande sécurité concernant la stabilité des pentes.

La Figure III-30 représente le résumé graphique de notre section modélisée à l'étape finale et la plus critique de la construction, ainsi que le facteur de sécurité calculé par Talren 4 a été trouvée égale à 1.32.

En comparant à Plaxis, Talren donne un facteur de sécurité plus petit, mais relativement proche de celui obtenu par Plaxis ce qui confirme la consistance de notre conception.

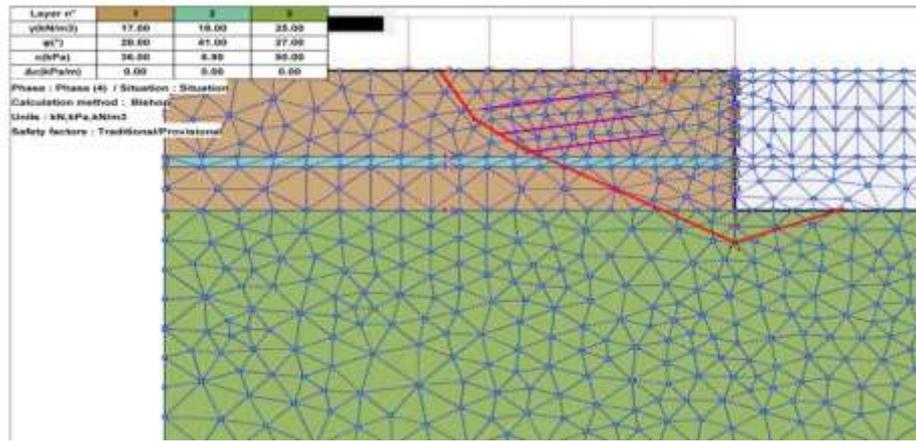


Figure III-30 : Résumé graphique + Facteur de sécurité – Méthode de Bishop

➤ **Fin de la conception**

Nous présentons ci-dessous, les dimensions finales des tirants d’ancrage et des pieux et tous les éléments de renforcement utilisés dans notre système de soutènement pour cette section.

**a. Tirants d’ancrage**

Le Tableau III-IX représente toutes les informations nécessaires pour l’exécution des ancrages y compris la localisation, la longueur, l’inclinaison, l’espacement et les charges de contrainte.

Tableau III-IX : Informations concernant les tirants d’ancrage

Localisation	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Longueur totale (m)	Localisation (°)	Espacement (m)	Charge de contrainte (T)
-0.5m	8	10	18	10	1	22
-3.0m	7	10	17	10	1.5	15
-5.0m	5	10	15	10	2	15

## b. Les pieux

Le diamètre de pieux, l'espacement et la longueur ont été trouvées adéquates concernant la rigidité (déflexion) et le transfert du chargement complet (profondeur de la fiche). Par conséquent, les pieux doivent être exécutés selon le Tableau III-X.

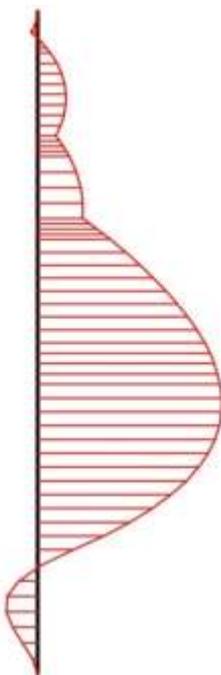
**Tableau III-X : Informations concernant les pieux**

Localisation	Inclinaison ( $^{\circ}$ )	Espacement (m)	Diamètre (m)	Profondeur de la fiche (m)	Longueur totale (m)
Surface du sol	90	0.8	0.6	3	16

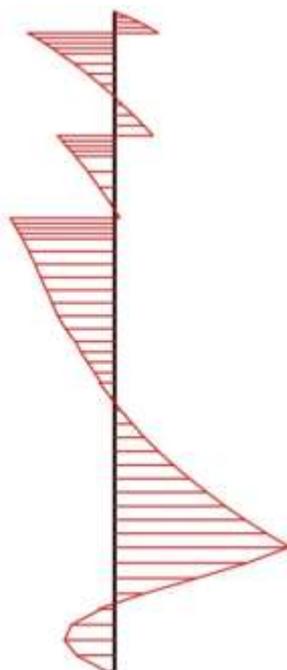
Les diagrammes du moment de flexion, des forces axiales et de cisaillement des pieux (Figure III-31, Figure 32 et Figure III-33) sont obtenus de Plaxis et utilisé pour concevoir le renforcement des pieux. Les valeurs utilisées du moment et des forces axiales sont les suivantes :

Moment:  $390.7 \times 0.8 = 312.56 \text{ KN.m}$

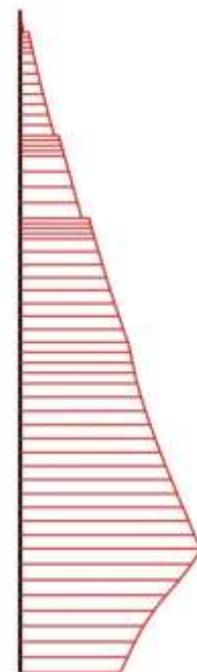
Axial:  $259.2 \times 0.8 = 207.36 \text{ KN}$



**Figure III-31 : Moment de flexion maximal 390.7 KN.m/m**



**Figure III-32 : Effort tranchant maximal -214.64 KN/m**



**Figure III-33 : Force axiale maximale 259.2 KN/m**

On peut ferrailer les pieux selon les normes de l'eurocode, présentés en Annexe E.

#### ❖ Armature longitudinaux

On utilise pour les pieux l'aire minimale d'armature longitudinale :

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 0.2826 \text{ m}^2 \leq 0.5 \text{ m}^2 \text{ donc on a } A_s \geq 0.005 A_c$$

$$A_s = 0.005 \times 0.2826 = 0.0014 \text{ m}^2 = 14.13 \text{ cm}^2$$

Il faut prendre minimum 6 barres de T16. Donc soit **7T16** = 14.07 cm<sup>2</sup>

Il faut vérifier le moment sur le pieu :

$$M_{\max} = 390.7 \text{ KN.m/m} = 390.7 \times 0.8 = 312.56 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{M y}{I} = \frac{312.56 \times 0.3}{0.00635} = 14.7 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{\text{ck}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

#### ❖ Armatures Transversaux

On va utiliser des étriers circulaires: le diamètre doit être supérieur à (6 mm et  $\frac{1}{4}$  T16) = 6mm

Soit des armatures transversales minimales **T8 @ 25cm**

Vérifions l'effort tranchant,  $T_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{\text{ck}} \times 0.05 = 0.75 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow t = \frac{V_e}{A_g} = \frac{259.2 \times 0.8}{\pi \times 0.3^2} = 0.733 \text{ MPa} < 0.75 \text{ MPa}$$

#### c. Béton projeté

La même conception béton projeté proposé dans la section précédente sera adoptée dans la section B-B, puisque le béton projeté n'est pas considéré comme un élément de structure dans notre système de soutènement et sa fonction principale est de retenir le sol entre les pieux en fournissant une membrane imperméable à notre excavation.

#### d. Poutre de couronnement « Cap beam »

La même conception des poutres proposée dans la section A-A sera adoptée dans la section B-B, le ferrailage sera calculé selon les normes européennes (Eurocode).

#### e. Poutre d'appui « Waler beam »

En suivant la même procédure utilisée pour la conception des poutres d'appui de la section A-A, on effectue le même calcul des poutres de la section B-B selon les normes européennes (Eurocode).

## II. Conception préliminaire et détaillée : Section C-C adjacente au vide

### ➤ Modèle sur PLAXIS V8

#### a. Excavation non renforcée – type et cause de rupture

Comme les sections précédentes, le premier calcul a été fait pour une excavation non renforcée pour déterminer si l'excavation peut naturellement être stable, ou si une rupture se produirait quel serait le type de la rupture. Alors, le calcul n'a pas atteint sa dernière étape et la rupture s'est produite à 83% de l'excavation comme donné ci-dessous.

Active proportion of stage	Mstage :	0.000	$\Sigma$ Mstage :	0.830
----------------------------	----------	-------	-------------------	-------

En traçant le déplacement progressif représenté dans la Figure III-34 ci-dessous, on peut remarquer que la défaillance s'est produite dans la partie supérieure du sol et qui est probablement une rupture de tension déjà rencontrée dans les deux sections.

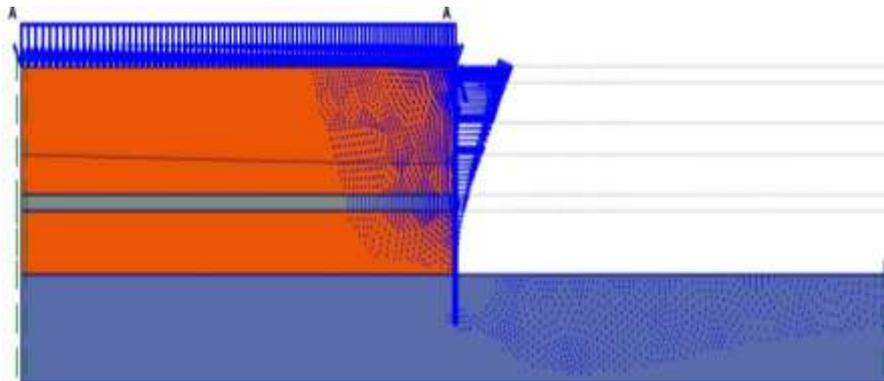
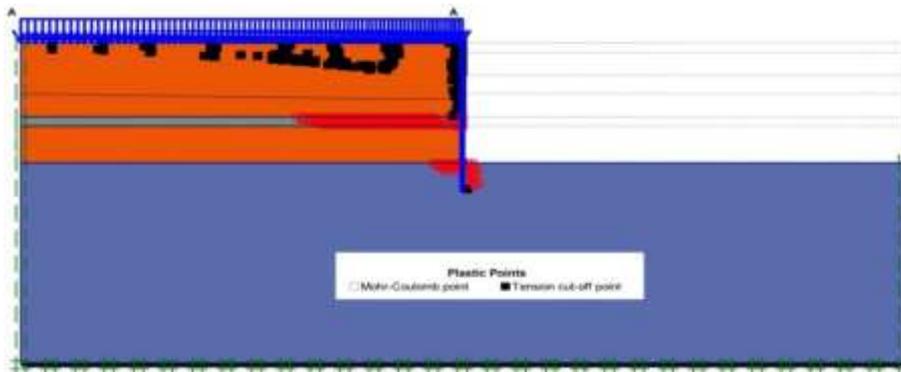


Figure III-34 : Déplacement progressif – Excavation non renforcée – Section C-C

Alors, si ce phénomène s'est produit, les points plastiques doivent être présents dans cette région. En effet, la Figure III-35 montre la présence des points plastique dans la partie supérieure du sol s'étendant à 8.5m sous la surface du sol, ce qui est très logique puisqu'il y a moins de surcharge dans cette section, la zone de tension doit se répandre plus profondément jusqu'à ce que l'effet de cohésion est remédié par la pression latérale des terres.



**Figure III-35 : Points plastiques – Excavation non renforcée – Section C-C**

Nous pouvons considérer que la tension est la seule cause de rupture dans cette section, puisque la même configuration avec une charge plus élevée a été évaluée dans la section A-A. Et comme le modèle Plaxis de cette section est conforme à celui de la section A-A donc aussi on peut utiliser les mêmes dimensions pour les ancrages sachant qu'ils répondent à toutes les exigences de sécurité et de résistance.

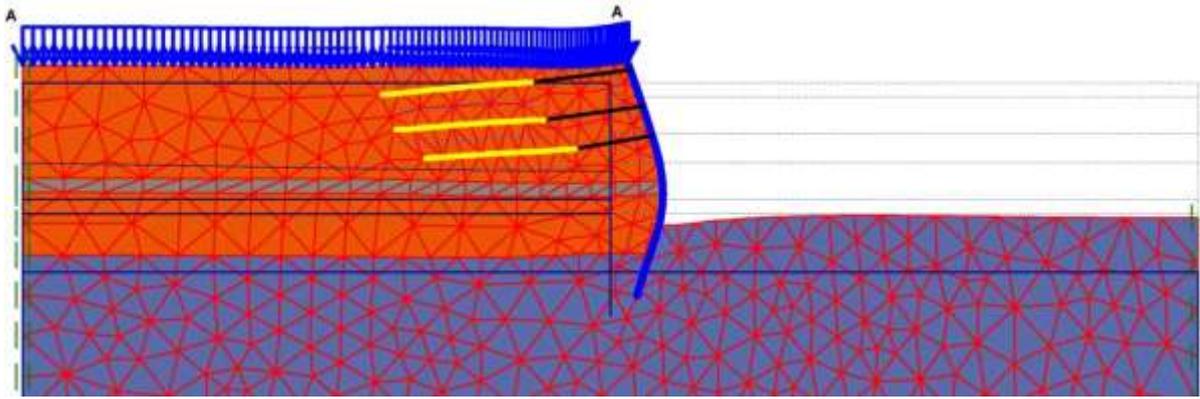
**b. La solution proposée – tirants d'ancrage**

La profondeur de la fissure de tension trouvée par Plaxis et par le calcul manuel est égale à 8.5m sous la surface du sol. Par conséquent, le même emplacement des tirants d'ancrage peut être appliqué pour des raisons pratiques d'exécution, ensuite la conception sera vérifiée pour toutes les exigences de sécurité et de résistance.

De nouveau, le calcul a été effectué selon les phases de construction et la dernière excavation a été atteinte avec succès sans aucune rupture du sol, comme indiqué ci-dessous:

Active proportion of stage	Mstage :	0.054	$\Sigma$ Mstage :	1.000
----------------------------	----------	-------	-------------------	-------

La Figure III-36 montre la déformée finale de l'excavation après l'achèvement de toutes les étapes. Concernant l'état limite de flexion, elle sera évaluée plus tard dans ce rapport pour mentionner que si le sommet n'est pas chargé par une structure ou par la route, il suffit de maintenir la stabilité de la pente (l'état limite de service n'est pas une priorité).



**Figure III-36 : La forme de la déformée – Section C-C**

Ensuite, le facteur de sécurité de l'excavation renforcée trouvé est égal à 1.53, il est modérément élevé pour une telle structure de soutènement. Mais pour l'exécution pratique il est considéré comme acceptable surtout parce que les paramètres de résistance ne poseront pas des changements majeurs sur le coût du projet puisque les ancrages sont placés pour remédier la tension dans le sol.

Strenght reduction factor	Msf:	-0.001	Σ -Msf:	1.535
---------------------------	------	--------	---------	-------

### c. Déflexion

La déflexion dans la partie supérieure du pieu a été trouvée égale à 23.5mm comme indiquée sur la Figure III-37 ci-dessous:

Plate	Element	Node	X [m]	Y [m]	Ux [10 <sup>-3</sup> m]	Uy [10 <sup>-3</sup> m]
		3868	40.000	34.125	29.692	27.295
		3885	40.000	34.000	30.566	27.296
	9	3612	40.000	35.000	23.578	27.295
	File 60cm c	3611	40.000	34.875	24.449	27.295
		3610	40.000	34.750	25.320	27.295

**Figure III-37 : Déflexion horizontale et verticale du pieu**

Les limites de flèches pour le cas le plus critique sont données par « EC3 » et qui sont tirées de l'ISO 4356, la déflexion est calculée en utilisant :

$$\delta_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{16000}{500} = 32\text{mm} > 23.57\text{mm OK}$$

#### d. Optimisation de la conception

Dans ce cas, où le facteur de sécurité a été trouvé égal à 1.53 supérieur à la valeur admissible qui est égale à 1.3 pour les structures de soutènement temporaires et la limite de la flèche égale à 23.57mm comparant à 32mm en tenant compte de la configuration globale du système et de toutes les conditions imprévues du sol.

Donc, les dimensions préliminaires de la conception sont tout à fait correctes sachant que les ancrages ne sont pas stressés plus de 50% de leur résistance nominale, et toute réduction de la résistance du système de soutènement n'affecte pas sur la réduction du coût puisque les mêmes éléments doivent être présents mais avec des forces réduites.

#### ➤ Modèle sur TALREN 4

Le facteur de sécurité d'une excavation renforcée a été calculé en utilisant la méthode Bishop. On note que puisque la surface de rupture observée sur Plaxis n'était pas circulaire (Figure III-38), et comme la défaillance se compose de deux surfaces de rupture : active et passive, donc on ne peut calculer le facteur de sécurité qu'en définissant une surface polygonale conforme à celui détectée dans Plaxis et on la compare avec les résultats obtenus sur Plaxis pour vérifier la consistance de notre conception

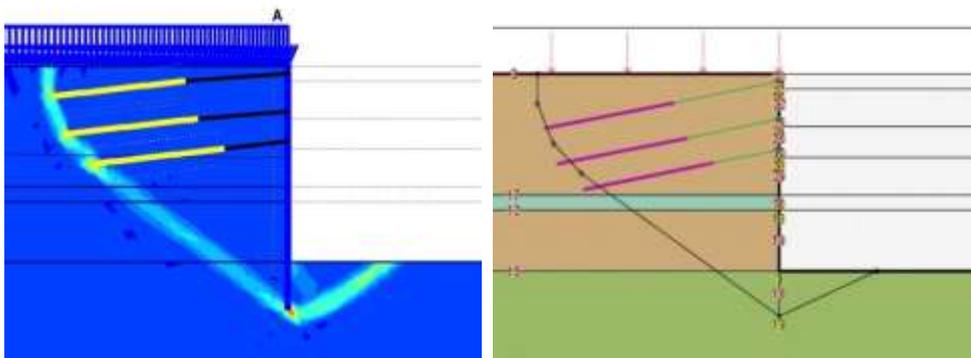


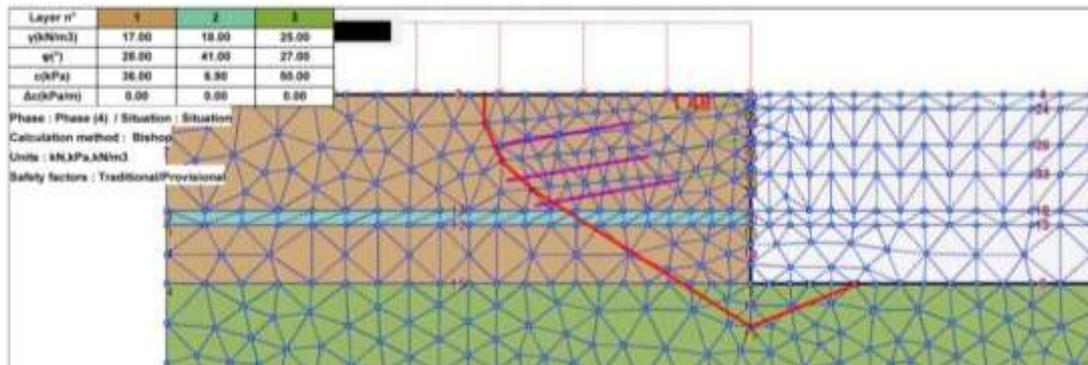
Figure III-38 : Surface de rupture – Excavation

#### a. Les résultats de Talren

Dans toutes les étapes d'excavation et de construction, le facteur de sécurité a été trouvé  $> 2.9$ , ce qui signifie que si ces étapes sont adoptées, ou si pour une raison quelconque la construction arrêta à ces étapes, elles présentent une grande sécurité concernant la stabilité des pentes.

La Figure III-39 représente le résumé graphique de notre section modélisée à l'étape finale et la plus critique de la construction, ainsi que le facteur de sécurité calculé par Talren 4 a été trouvée égale à 1.49.

En comparant à Plaxis, Talren donne un facteur de sécurité plus petit, mais relativement proche de celui obtenu par Plaxis ce qui confirme la consistance de notre conception.



**Figure III-39 : Résumé graphique + Facteur de sécurité – Méthode de Bishop**

### ➤ Fin de la conception

Nous présentons ci-dessous, les dimensions finales des tirants d’ancrage et des pieux et tous les éléments de renforcement utilisés dans notre système de soutènement pour la section C-C.

#### a. Tirants d’ancrage

Le Tableau III-XI représente toutes les informations nécessaires pour l’exécution des ancrages y compris la localisation, la longueur, l’inclinaison, l’espacement et les charges de contrainte.

**Tableau III-XI : Informations concernant les tirants d’ancrage**

Localisation	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Longueur totale (m)	Localisation (°)	Espacement (m)	Charge de contrainte (T)
-0.5m	8	10	18	10	1.5	20
-3.0m	7	10	17	10	2	15
-5.0m	5	10	15	10	2	15

**b. Les pieux**

Le diamètre de pieux, l'espacement et la longueur ont été trouvés adéquates concernant la rigidité (déflexion) et le transfert du chargement complet (profondeur de la fiche). Par conséquent, les pieux doivent être exécutés selon le Tableau III-XII.

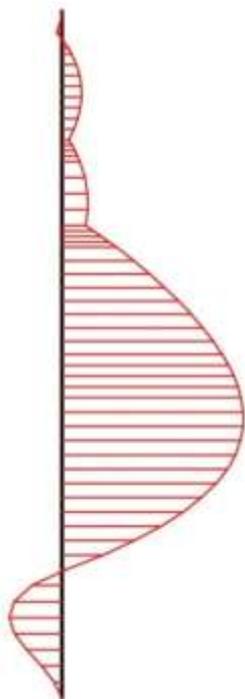
**Tableau III-XII : Informations concernant les pieux**

Localisation	Inclinaison (°)	Espacement (m)	Diamètre (m)	Profondeur de la fiche (m)	Longueur totale (m)
Surface du sol	90	0.8	0.6	3	16

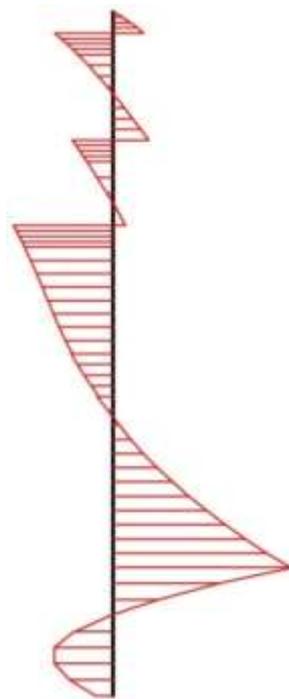
Les diagrammes du moment de flexion, des forces axiales et de cisaillement des pieux (Figure III-40, Figure III-41 et Figure III-42) sont obtenus de Plaxis et utilisé pour concevoir le renforcement des pieux. Les valeurs utilisées du moment et des forces axiales sont les suivantes :

Moment:  $266.6 \times 0.8 = 213.28 \text{ KN.m}$

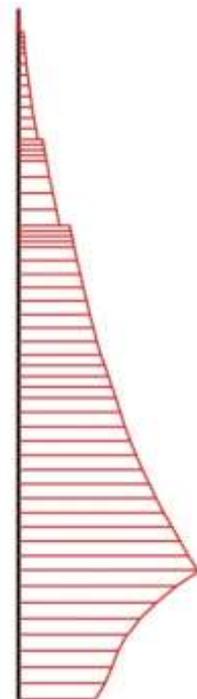
Axial:  $192.02 \times 0.8 = 153.616 \text{ KN}$



**Figure III-40 : Moment de flexion maximal 266.6 KN.m/m**



**Figure III-41 : Effort tranchant maximal -173.01 KN/m**



**Figure III-42 : Force axiale maximale 192.02 KN/m**

On peut ferrailer les pieux selon les normes de l'Eurocode, présentés en Annexe E. Le calcul sera :

#### ❖ Armature longitudinaux

On utilise pour les pieux l'aire minimale d'armature longitudinale :

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 0.2826 \text{ m}^2 \leq 0.5 \text{ m}^2 \text{ donc on a } A_s \geq 0.005 A_c$$

$$A_s = 0.005 \times 0.2826 = 0.0014 \text{ m}^2 = 14.13 \text{ cm}^2$$

Il faut prendre minimum 6 barres de T16. Donc soit **7T16** = 14.07 cm<sup>2</sup>

Il faut vérifier le moment sur le pieu :

$$M_{\max} = 266.6 \text{ KN.m/m} = 266.6 \times 0.8 = 213.28 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{M y}{I} = \frac{213.28 \times 0.3}{0.00635} = 10.076 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{\text{ck}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

#### ❖ Armatures Transversaux

On va utiliser des étriers circulaires. Le diamètre doit être supérieur à (6 mm et  $\frac{1}{4}$  T16) = 6 mm

Soit des armatures transversales minimales **T8 @ 25cm**

Vérifions l'effort tranchant,  $T_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{\text{ck}} \times 0.05 = 0.75 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow t = \frac{V e}{A_g} = \frac{192.02 \times 0.8}{\pi \times 0.3^2} = 0.543 \text{ MPa} < 0.75 \text{ MPa}$$

#### c. Béton projeté

La même conception béton projeté proposé dans la section précédente sera adoptée dans la section B-B, puisque le béton projeté n'est pas considéré comme un élément de structure dans notre système de soutènement et sa fonction principale est de retenir le sol entre les pieux en fournissant une membrane imperméable à notre excavation.

#### d. Poutre de couronnement « Cap beam »

La même conception des poutres proposée dans la section A-A sera adoptée dans la section C-C, le ferrailage sera calculé selon les normes européennes (Eurocode).

#### e. Poutre d'appui « Waler beam »

En suivant la même procédure utilisée pour la conception des poutres de la section A-A, on effectue le calcul des poutres d'appui de la section C-C selon les normes européennes (Eurocode).

### 7.4 Limitation des flèches

#### 7.4.1 Considérations générales

- (1)P La déformation d'un élément ou d'une structure ne doit pas être préjudiciable à leur bon fonctionnement ou à leur aspect.
- (2) Il convient de fixer des valeurs limites appropriées des flèches, en tenant compte de la nature de l'ouvrage, des finitions, des cloisons et accessoires, et de sa destination.
- (3) Il convient de limiter les déformations aux valeurs compatibles avec les déformations des autres éléments liés à la structure tels que cloisons, vitrages, bardages, réseaux ou finitions. Dans certains cas, une limitation des déformations peut être nécessaire afin d'assurer le bon fonctionnement de machines ou d'appareils supportés par la structure, ou pour éviter la formation de flaques sur les toitures-terrasses.

NOTE Les limites de flèches données en (4) et (5) ci-dessous sont tirées de l'ISO 4356 et devraient généralement assurer un comportement satisfaisant des constructions telles que logements, bureaux, bâtiments publics ou usines. Il convient de veiller à ce que les limites conviennent pour la structure particulière considérée et qu'il n'y ait pas d'exigences particulières à satisfaire. Pour plus d'informations sur les déformations et leurs valeurs limites, on peut se reporter à l'ISO 4356.

Page 117  
EN 1992-1-1:2004

(4) L'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumises à des charges quasi-permanentes est supérieure à  $l/250$  où  $l$  représente la portée. La flèche est évaluée par rapport aux appuis à proximité. Une contre-flèche peut être prévue pour compenser en partie ou en totalité la déformation ; toutefois, il convient de ne pas dépasser généralement une limite supérieure de  $l/250$ .

(5) Il convient de limiter les déformations susceptibles d'endommager les éléments de la structure avoisinants l'élément considéré. Pour la déformation après construction,  $l/500$  représente normalement une limite adéquate pour les charges quasi-permanentes. D'autres limites peuvent être envisagées, en fonction de la sensibilité de ces éléments avoisinants.

## Annexe E : Ferrailage des pieux forés

### Eurocode 2 NF EN 1992.1.1.2004

#### CALCUL DE STRUCTURES EN BETON - EXTRAITS

##### 9.8 Fondations

##### 9.8.5 Pieux forés

- (1) Les clauses suivantes s'appliquent aux pieux forés armés. Pour les pieux forés non armés, on se reportera à la Section 12.
- (2) Afin de permettre une bonne mise en place du béton autour des armatures, il est primordial que les armatures, cages d'armatures et tout insert incorporé soient conçus de manière à ne pas compromettre l'écoulement du béton.
- (3) Il convient d'équiper les pieux forés d'une section minimale d'armatures longitudinales  $A_{s,bpmin}$ . La valeur de  $A_{s,bpmin}$  est donnée dans le Tableau 9.6N. Il convient de répartir ces armatures sur le pourtour de la section.

**Tableau 9.6N : Aire minimale d'armatures longitudinales recommandée dans les pieux forés coulés en place**

Section transversale du pieu : $A_c$	Aire minimale d'armatures longitudinales : $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

- Il convient que le diamètre minimal des barres longitudinales ne soit pas inférieur à 16 mm et que les pieux comportent au moins 6 barres longitudinales. Il convient que la distance libre entre les barres, mesurée sur le pourtour du pieu, ne soit pas supérieure à 200 mm.
- (4) Pour les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales dans les pieux forés, voir l'EN 1536.

## 7.5 Armatures

### 7.5.2 Armatures longitudinales

**7.5.2.5** Il convient que l'écartement entre les barres longitudinales soit toujours maximal afin de permettre un écoulement correct du béton, sans toutefois dépasser 400 mm.

**7.5.2.6** La distance horizontale nu à nu entre les barres longitudinales ou les paquets de barres d'un lit ne doit pas être inférieure à 100 mm.

**7.5.2.10** Pour les pieux circulaires, il convient d'éviter les cages d'armatures non symétriques.

### 7.5.3 Armatures transversales

**7.5.3.1** Il convient que les diamètres des armatures transversales soient conformes au Tableau 6.

**Tableau 6 – Diamètres recommandés pour les armatures transversales**

Armature transversale	Diamètres d'armature transversale
Étriers, cerces ou spires	Supérieurs à 6 mm et supérieurs à un quart du diamètre maximal des barres longitudinales
Fils ou treillis soudés transversaux	Supérieurs à 5 mm

**7.5.3.2** La distance minimale nu à nu des armatures transversales ne doit pas être inférieure à la distance définie pour les armatures principales en 7.5.2.

**7.5.3.3** Il convient que les barres longitudinales, ou les paquets de barres longitudinales placés dans les angles d'une cage d'armatures, soient retenues par l'armature transversale.

## Annexe F : Ferrailage des poutres de couronnement et des poutres d'appuis

On peut ferrailer la poutre selon les normes européennes (Eurocode). Le ferrailage est représenté par la Figure III-43. Le calcul sera :

**Hypothèse :**  $F = 279 \text{ KN}$  (2T15.7)

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} = \frac{A_c \times f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{2.56 \times 600 \times 600}{400} = 2304 \text{ mm}^2 = 4T25$$

$$\text{Avec } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.3 [f_{ck}]^{2/3} = 0.3 [25]^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max.} \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d = V_{Rd,c1} \\ [V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d = V_{Rd,c2} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\bullet C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\bullet k = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right. = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} \right. = 1.577$$

$$\bullet \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = \frac{1964}{600 \times 600} = 5.455 \times 10^{-3}$$

$$\bullet N_{Ed} = \text{effort normal} = 0 \text{ (flexion simple), donc } \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

$$\bullet k_1 = 0.15$$

$$\bullet v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.577^{3/2} \times \sqrt{25} = 0.3465$$

$$V_{Rd,c1} = \left[ 0.12 \times 1.577 \times \sqrt[3]{100 \times 5.455 \times 10^{-3} \times 25} + 0.15 \times 0 \right] 600 \times 600 = 162.76 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c2} = [0.3465 + 0.15 \times 0] 600 \times 600 = 124.74 \text{ KN}$$

**Vérification:**  $V_{Rd,c1} = 162.76 \text{ KN} < 279 \text{ KN}$ , armatures d'effort tranchant requises.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cu} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\text{tg}\theta + \text{cotg}\theta}$$

Avec :

- $\theta = 45^0$
- $z = 0.9 \times d = 0.9 \times 600 = 540 \text{ mm}$
- $\alpha_{cu} = 1$
- $f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7$

$$V_{Rd,max} = 1 \times 16.7 \times 600 \times 540 \times \frac{1}{1+1} = 2705.4 \text{ KN} > 279 \text{ KN}$$

On suppose que les étriers sont T10@150mm

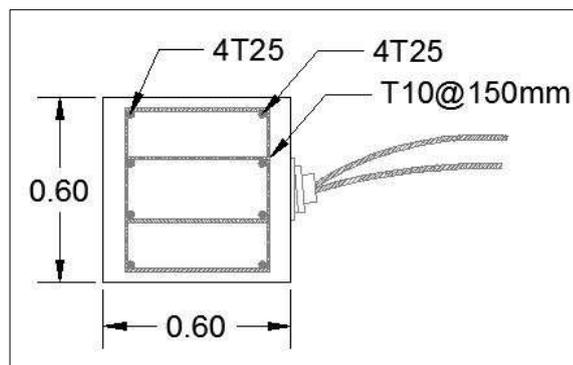
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta$$

$$V_{Rd,s} = \frac{4 \times 78.5}{150} \cdot 0.9 \times 600 \times 320 \times 1 = 361.73 \text{ KN}$$

Avec:  $f_{ywd} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 400 = 320 \text{ KN}$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd} = 162.76 + 361.73 = 524.49 \text{ KN} > 279 \text{ KN}$$



**Figure III-43 : Section et ferrailage d'une poutre de couronnement**

En suivant la même procédure utilisée pour la conception des poutres de couronnement, on effectue le calcul des poutres d'appui selon les normes européennes (Eurocode). Le ferrailage est représenté par la Figure III-44. Le calcul sera :

**Hypothèse :**  $F = 279 \text{ KN}$  (2T15.7)

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} = \frac{A_c \times f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{2.56 \times 400 \times 300}{400} = 780 \text{ mm}^2 = 4T16$$

$$\text{Avec } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.3 [f_{ck}]^{2/3} = 0.3 [25]^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max.} \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d = V_{Rd,c1} \\ [V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d = V_{Rd,c2} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\bullet C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\bullet k = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1.89 \right. \right.$$

$$\bullet \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{804}{400 \times 250} = 8.04 \times 10^{-3}$$

$$\bullet N_{Ed} = \text{effort normal} = 0 \text{ (flexion simple), donc } \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

$$\bullet k_1 = 0.15$$

$$\bullet v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.89^{3/2} \times \sqrt{25} = 0.45$$

$$V_{Rd,c1} = [0.12 \times 1.89 \times \sqrt[3]{100 \times 8.04 \times 10^{-3} \times 25} + 0.15 \times 0] 400 \times 250 = 62 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c2} = [0.45 + 0.15 \times 0] 400 \times 250 = 45 \text{ KN}$$

**Vérification:**  $V_{Rd,c1} = 62 \text{ KN} < 279 \text{ KN}$ , armatures d'effort tranchant requises.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cu} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\text{tg}\theta + \text{cotg}\theta}$$

Avec :

- $\theta = 45^0$
- $z = 0.9xd = 0.9 \times 600 = 540\text{mm}$
- $\alpha_{cu} = 1$
- $f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7$

$$V_{Rd,max} = 1 \times 16.7 \times 400 \times 250 \times \frac{1}{1+1} = 835 \text{ KN} > 279 \text{ KN}$$

On suppose que les étriers sont T10@150mm

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta$$

$$V_{Rd,s} = \frac{4 \times 78.5}{150} \times 250 \times 320 \times 1 = 255.2 \text{ KN}$$

Avec:  $f_{ywd} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 400 = 320 \text{ KN}$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd} = 62 + 255 = 317 \text{ KN} > 279 \text{ KN}$$

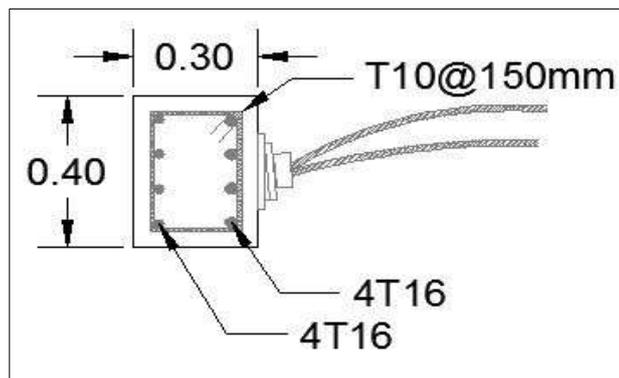


Figure III-44 : Section et ferrailage d'une poutre d'appui

4"

SAER®  
ELETTROPOMPE**ELETTROPOMPE SOMMERSE 4"****4" SUBMERSIBLE ELECTRIC PUMPS****ELECTROBOMBAS SUMERGIDAS 4"****ELECTROPOMPES IMMERGEES 4"****UNTERWASSERPUMPEN 4"****ELECTROBOMBAS SUBMERSÍVEIS DE 4"**

NS-95

**ITALIANO****IMPIEGHI**

Idonee per il sollevamento, la pressurizzazione e distribuzione in impianti civili ed industriali, alimentazione di autolavatori e sistemi, impianti di lavaggio, sistemi di irrigazione, con prelievo da pozzi con diametro min. 104 mm, vasche e bacini naturali.

**CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE**

NS95: gruppo elettropompa completo con motore a bagno d'olio serie CL95  
 NP95: parte idraulica accoppiabile a motori sommergibili 4" con attacco secondo NEMA MG1-1B.388  
 Giranti radiali (NS95 K-A-X-B-C) o semiasiali (NS95 DA-E-F).  
 Bocca di mandata completa di valvola di ritorno.  
 Pompa dotata di anello di controspinta in resina anti-usura.  
 Diffusore completo di anello di usura in acciaio inossidabile.  
 Bussola di guida in gomma anti-usura.  
 Componenti realizzati con materiali particolari che assicurano una forte resistenza all'usura.

**MATERIALI - VERSIONE STANDARD**

Giranti: policarbonato caricato con fibra di vetro.  
 Diffusori: Noryl (tecopolimero) caricato con fibra di vetro.  
 Albero in acciaio inossidabile, a profilo scanalato.  
 Bocca di mandata e supporto di aspirazione: ottone o acciaio al carbonio rivestito (a richiesta in acciaio inossidabile AISI304)  
 Mantello esterno: acciaio inossidabile AISI304.  
 Dimensioni e tipologia bocche di mandata: uscita filettata 1" 1/4 G (NS95 K-A-X-B-C) o 2" G (NS95 DA-E-F).

**DATI CARATTERISTICI**

Fluido: chimicamente e meccanicamente non aggressivo, privo di corpi solidi o particelle abrasive.  
 Passaggio corpi solidi: max. 2 mm.  
 Temperatura del liquido pompato: min 0°C max. 35°C.  
 Pressione massima di esercizio: 34 bar.  
 Profondità massima di immersione: 300 m sotto il livello del liquido.  
 Sentido de rotacion: antioraria, observando desde la boca de descarga.  
 Prestaciones en 2900 rpm  
 NS95 K Qmax: 2 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 297 m  
 NS95 A Qmax: 3,2 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 314 m  
 NS95 B Qmax: 5 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 241 m  
 NS95 X Qmax: 6,3 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 279 m  
 NS95 C Qmax: 8 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 202 m  
 NS95 DA Qmax: 11 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 227,5 m  
 NS95 E Qmax: 20 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 177 m  
 NS95 F Qmax: 25 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 114,5 m

**TOLLERANZE PRESTAZIONI**

Pompe: UNI EN ISO 9906 Appendice A.  
 Motori: norme IEC 60034-1.

**INSTALLAZIONE**

Verticale / orizzontale in funzione della potenza.

**VERSIONI SPECIALI**

Serie XNS95 con aspirazione e bocca di mandata in acciaio inossidabile AISI304 micro-lusso  
 Versioni diverse.

**ACCESSORI A RICHIESTA**

Quadro elettrico  
 Giunzione per cavo di alimentazione  
 Anodo sacrificiale

**ENGLISH****APPLICATION**

Suitable for lifting, pressurizing and distribution in civil and industrial installations, sanitation and cistern inlets, washing plants, irrigation systems. Draws from wells of min. diameter of 104 mm, tanks or natural basins.

**CONSTRUCTION FEATURES**

NS95: complete unit of pump with oil filled electric motor range CL95  
 NP95: hydraulic part to be connected with 4" submersible motors with coupling following NEMA MG1-1B.388  
 Radial impellers (NS95 K-A-X-B-C) or semi-radial impellers (NS95 DA-E-F).  
 Outlet complete with non return valve.  
 Pump equipped with counter thrust ring in anti-wear resin. Diffuser complete with wear ring in stainless steel.  
 Driving bushings in anti-wear rubber.  
 Components realized with particular materials which assure an high wear resistance.

**MATERIALS - STANDARD VERSION**

Impellers: polycarbonate loaded with fiber glass.  
 Diffusers: Noryl (tecopolimer) loaded with fiber glass.  
 Shaft in stainless steel, with grooved profile.  
 Outlet and suction support: brass or coated carbon steel (on request stainless steel AISI304)  
 External shell: stainless steel AISI304.  
 Dimensions and type of outlet: threaded exit 1" 1/4 G (NS95 K-A-X-B-C) or 2" G (NS95 DA-E-F).

**OPERATION DATA**

Fluid: chemically and mechanically non-aggressive, without any solid substance or abrasive parts.  
 Passing of solids: max. 2 mm.  
 Temperature of the pumped liquid: min 0°C max. 35°C.  
 Maximum working pressure: 34 bar.  
 Maximum immersion depth: 300 m under liquid level.  
 Direction of rotation: counter-clockwise, looking by the outlet.  
 Performance at 2900 rpm  
 NS95 K Qmax: 2 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 297 m  
 NS95 A Qmax: 3,2 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 314 m  
 NS95 B Qmax: 5 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 241 m  
 NS95 X Qmax: 6,3 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 279 m  
 NS95 C Qmax: 8 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 202 m  
 NS95 DA Qmax: 11 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 227,5 m  
 NS95 E Qmax: 20 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 177 m  
 NS95 F Qmax: 25 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 114,5 m

**PERFORMANCE TOLERANCES**

Pumps: UNI EN ISO 9906 Appendix A.  
 Motor: norms IEC 60034-1.

**INSTALLATION**

Vertical / horizontal as a function of power.

**SPECIAL VERSIONS**

Range XNS95 with inlet and outlet in stainless steel AISI304 precision casting.  
 Different tensions.

**ACCESSORIES ON REQUEST**

Control panel  
 Cable joint  
 Cathodic protection

**ESPAÑOL****APLICACIONES**

Adequado para la elevación, pressurización y distribución en instalaciones de tipo civil e industrial, distribución a autolavadores y sistemas, sistemas de lavado, sistemas de riego, con trasego de pozos con diametro min. 104 mm, tanques y caños.

**CARACTERÍSTICAS DE CONSTRUCCION**

NS95: grupo electrobomba completo con motor en baño de aceite serie CL95  
 NP95: parte hidraulica para ensamble con motores sumergidos 4" con ataque segun NEMA MG1-1B.388  
 Impulsores radiales (NS95 K-A-X-B-C) o semirradiales (NS95 DA-E-F).  
 Boca de descarga completa con valvula de retencion.  
 Bomba equipada con anillo de contra-empuje en resina anti-desgaste. Difusor completo con anillo de desgaste en acero inoxidable.  
 Casquillos piloto en goma anti-desgaste.  
 Componentes realizados con materiales especiales anti-desgaste.

**MATERIALES - EJECUCIONES ESTANDAR**

Impulsores: policarbonato cargado con fibra de vidrio.  
 Difusores: Noryl (tecopolimero) cargado con fibra de vidrio.  
 Eje en acero inoxidable, con perfil en ranura.  
 Boca de descarga y soporte de aspiracion: laton o acero primario revestido (a su demanda en acero inoxidable AISI304)  
 Fachón exterior: acero inoxidable AISI304.  
 Dimensiones y tipo bocas de descarga: salida enroscada 1" 1/4 G (NS95 K-A-X-B-C) o 2" G (NS95 DA-E-F).

**DATOS DE FUNCIONAMIENTO**

Fluido: quimicamente y mecanicamente no agresivo, sin cuerpos solidos o particulas abrasivas.  
 Pasaaje cuerpos solidos: max. 2 mm.  
 Temperatura del liquido bombeado: min 0°C max. 35°C.  
 Presion de funcionamiento maxima: 34 bar.  
 Profundidad de sumersion maxima: 300 m debajo del nivel del liquido.  
 Sentido de rotacion: antioraria, observando desde la boca de descarga.  
 Prestaciones en 2900 rpm  
 NS95 K Qmax: 2 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 297 m  
 NS95 A Qmax: 3,2 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 314 m  
 NS95 B Qmax: 5 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 241 m  
 NS95 X Qmax: 6,3 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 279 m  
 NS95 C Qmax: 8 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 202 m  
 NS95 DA Qmax: 11 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 227,5 m  
 NS95 E Qmax: 20 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 177 m  
 NS95 F Qmax: 25 m<sup>3</sup>/h / Hmax: 114,5 m

**TOLERANCIAS PRESTACIONES**

Bombas: UNI EN ISO 9906 Parrafo A.  
 Motor: normas IEC 60034-1.

**INSTALACION**

Vertical / horizontal segun potencia.

**EJECUCIONES ESPECIALES**

Serie XNS95 con aspiracion y boca de descarga en acero inoxidable AISI304 en fundicio de precision  
 Varas tensiones.

**ACCESORIOS BAJO DEMANDA**

Quadro electrico  
 Empalme por cable  
 Anodo sacrificial



**Annexe H : Dessins du système de soutènement (Pieux espacés – Tirants d’ancrage  
– Poutres – Béton projeté)**

Titre du mémoire:

Soutènements et fondations  
d'une tour reposant sur un sol  
médiocre

Tuteur:

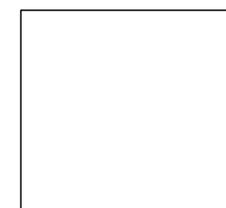
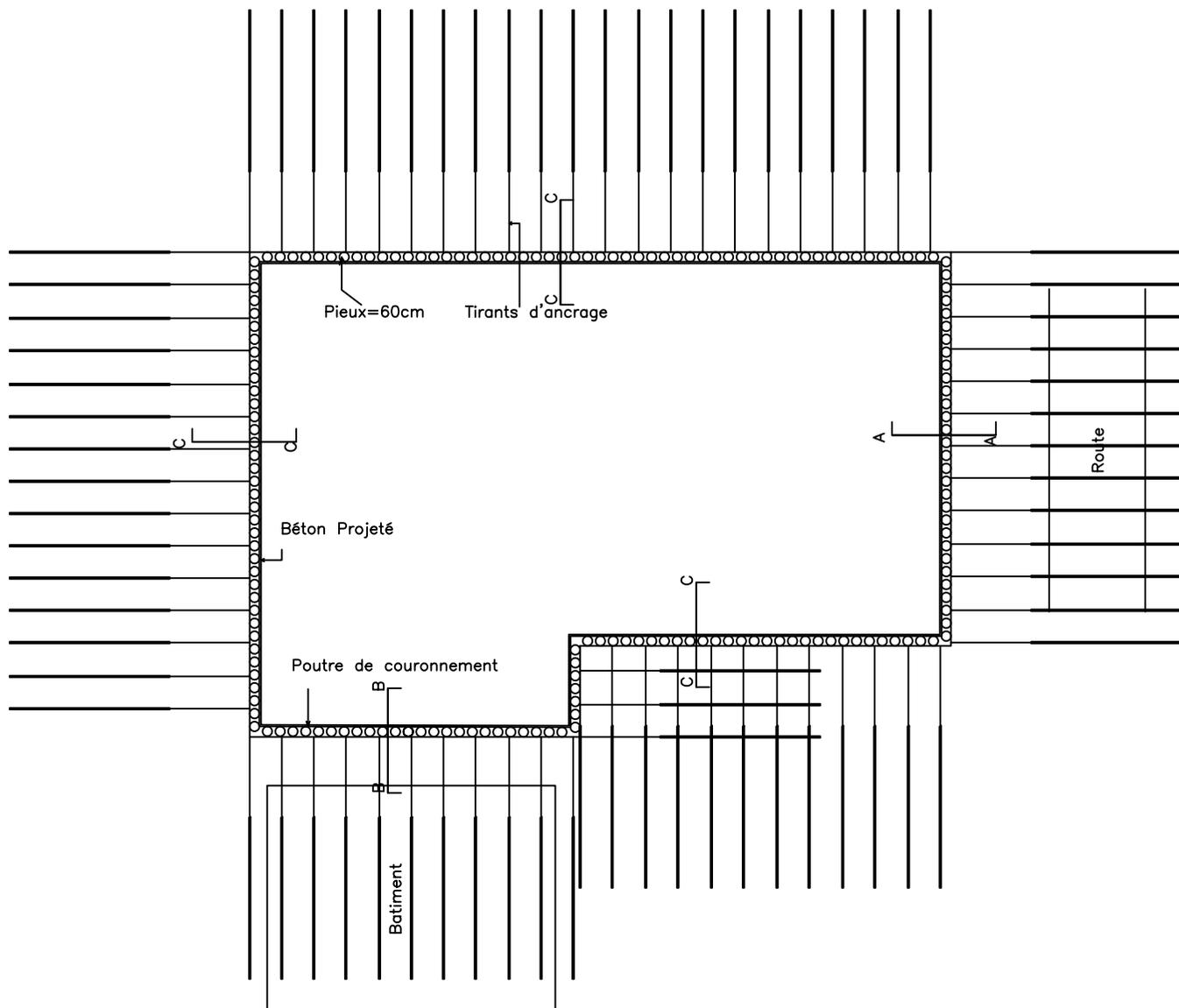
M. ASSAF Rawad

Membres du jury:

M. GUILLEMARD Francis  
M.EL RASSI Marwan  
M.HACHEM Elias

Réalisé par:

BECHAALANY Aline  
400 bek



Système de soutènement  
-Plan-

Octobre, 2015

Page Ref.

A2

A-120

Echelle

1/50

Titre du mémoire:

Soutènements et fondations  
d'une tour reposant sur un sol  
médiocre

Tuteur:

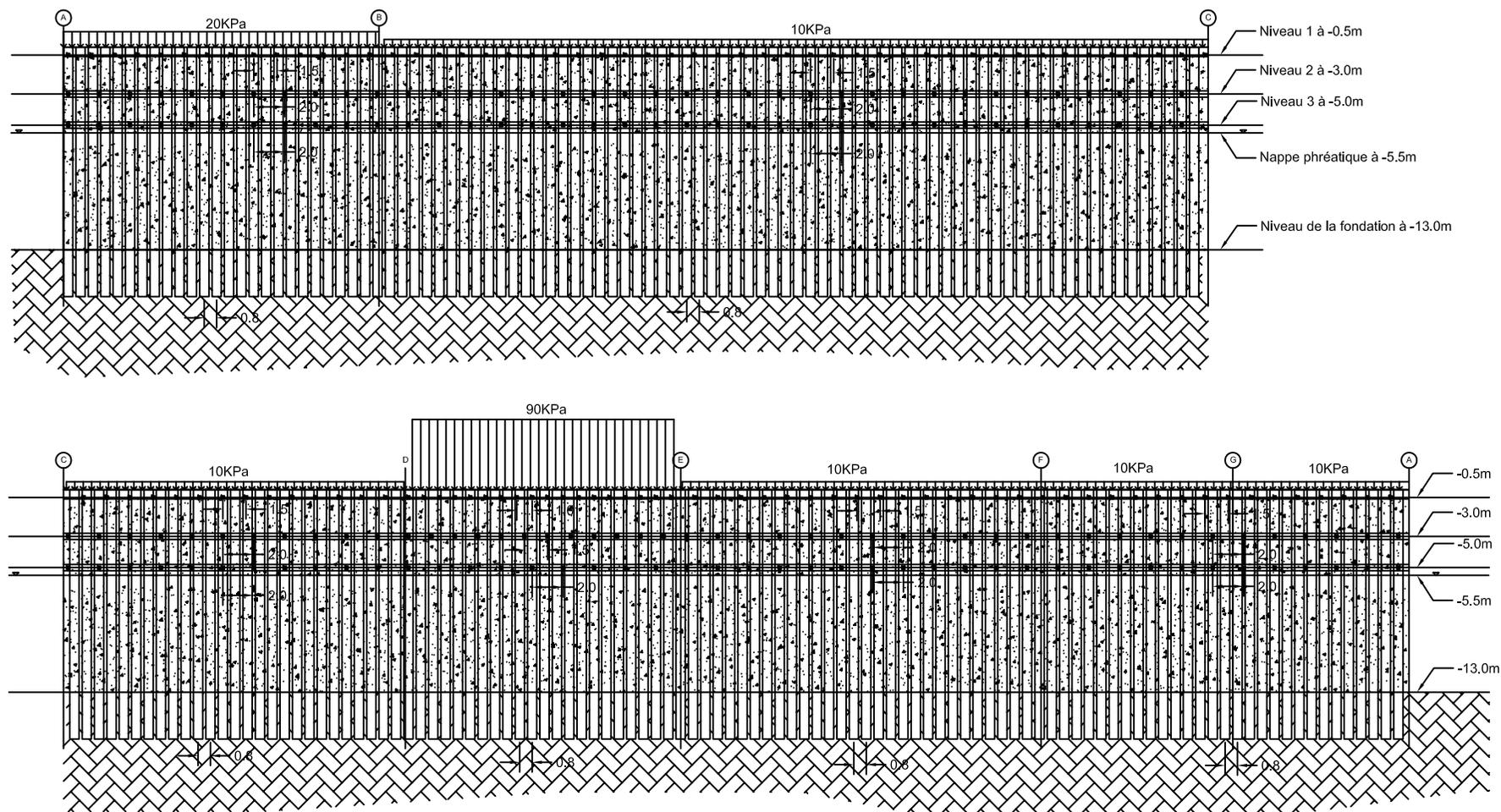
M. ASSAF Rawad

Membres du jury:

M. GUILLEMARD Francis  
M.EL RASSI Marwan  
M.HACHEM Elias

Réalisé par:

BECHAALANY Aline  
400 bek

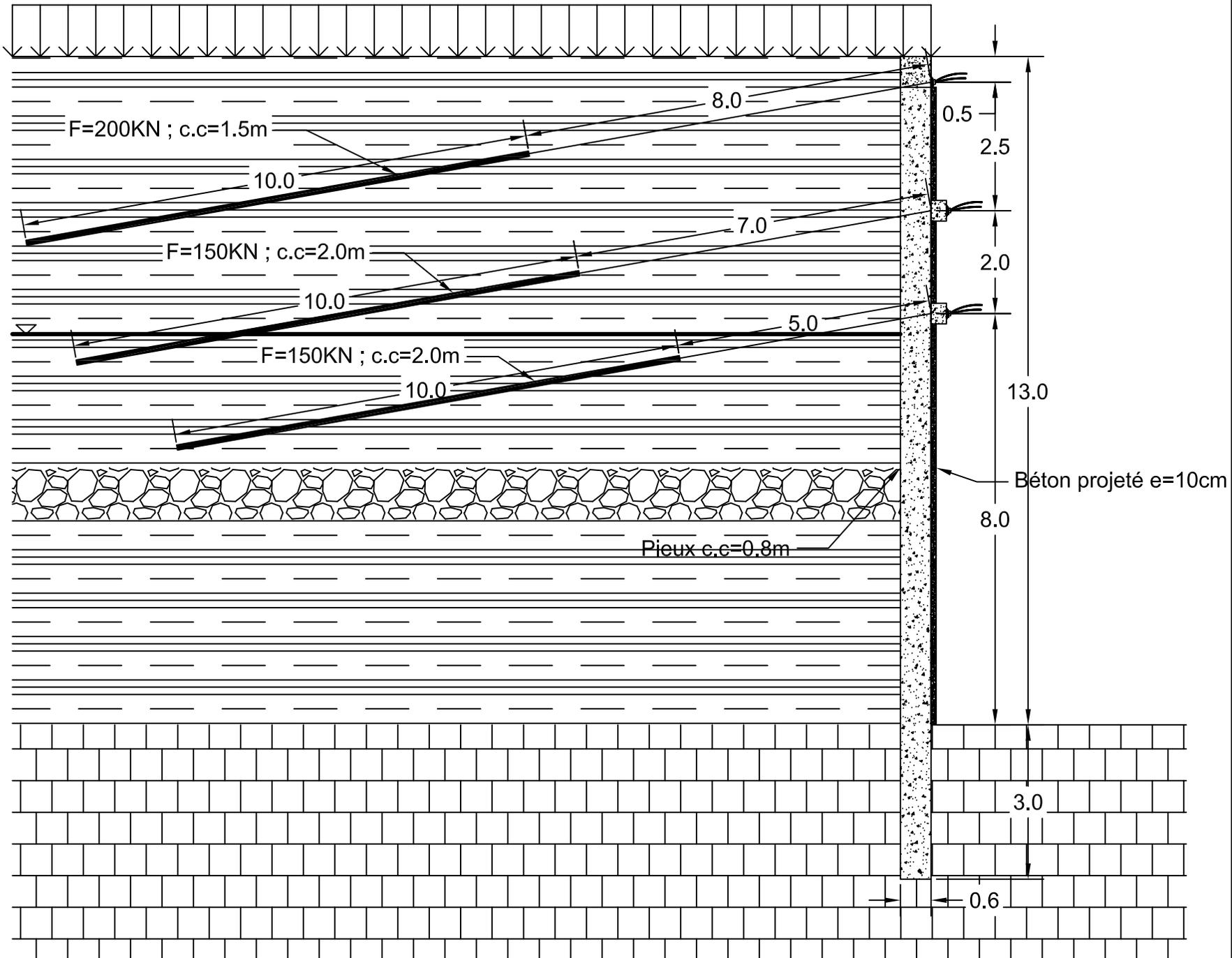


Titre  
Système de soutènement  
- Elévation-

Date  
Octobre, 2015

Page Ref.	Echelle
A2	1/50
A-124	

20KPa



Département: Génie Civil

Titre du mémoire:

Soutènements et fondations  
d'une tour reposant sur un sol  
médiocre

Tuteur:

M. ASSAF Rawad

Membres du jury:

M. GUILLEMARD Francis  
M.EL RASSI Marwan  
M.HACHEM Elias

Réalisé par:

BECHAALANY Aline  
400 bek

**Propriétés d'ancrage**

Diamètre du trou	10 cm
Tendon	2 Câbles
Diamètre du câble	15.7 mm
Charge de contrainte	200KN/cable
Espacement	@ 2.5 m
Pression d'injection	10 bar

Titre  
Pieux espacés Section A-A

Octobre, 2015

Date

Page Ref.

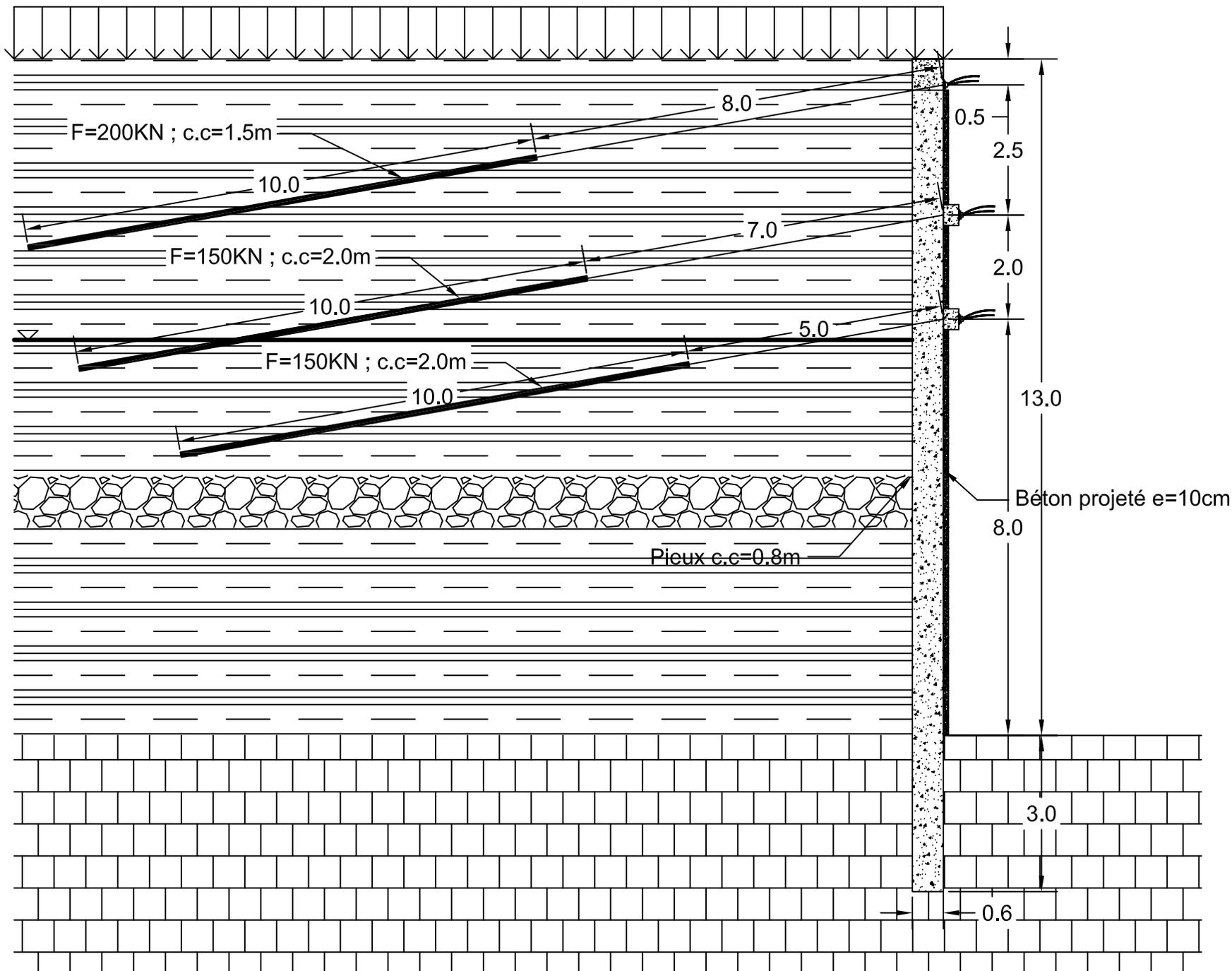
A2

A-121

Echelle

1/50

10KPa



Département: Génie Civil

Titre du mémoire:

Soutènements et fondations  
d'une tour reposant sur un sol  
médiocre

Tuteur:

M. ASSAF Rawad

Membres du jury:

M. GUILLEMARD Francis  
M.EL RASSI Marwan  
M.HACHEM Elias

Réalisé par:

BECHAALANY Aline  
400 bek

**Propriétés d'ancrage**

Diamètre du trou	10 cm
Tendon	2 Câbles
Diamètre du câble	15.7 mm
Charge de contrainte	200KN/cable
Espacement	@ 2.5 m
Pression d'injection	10 bar

Titre  
Pieux espacés Section C-C

Octobre, 2015

Date

Page Ref.

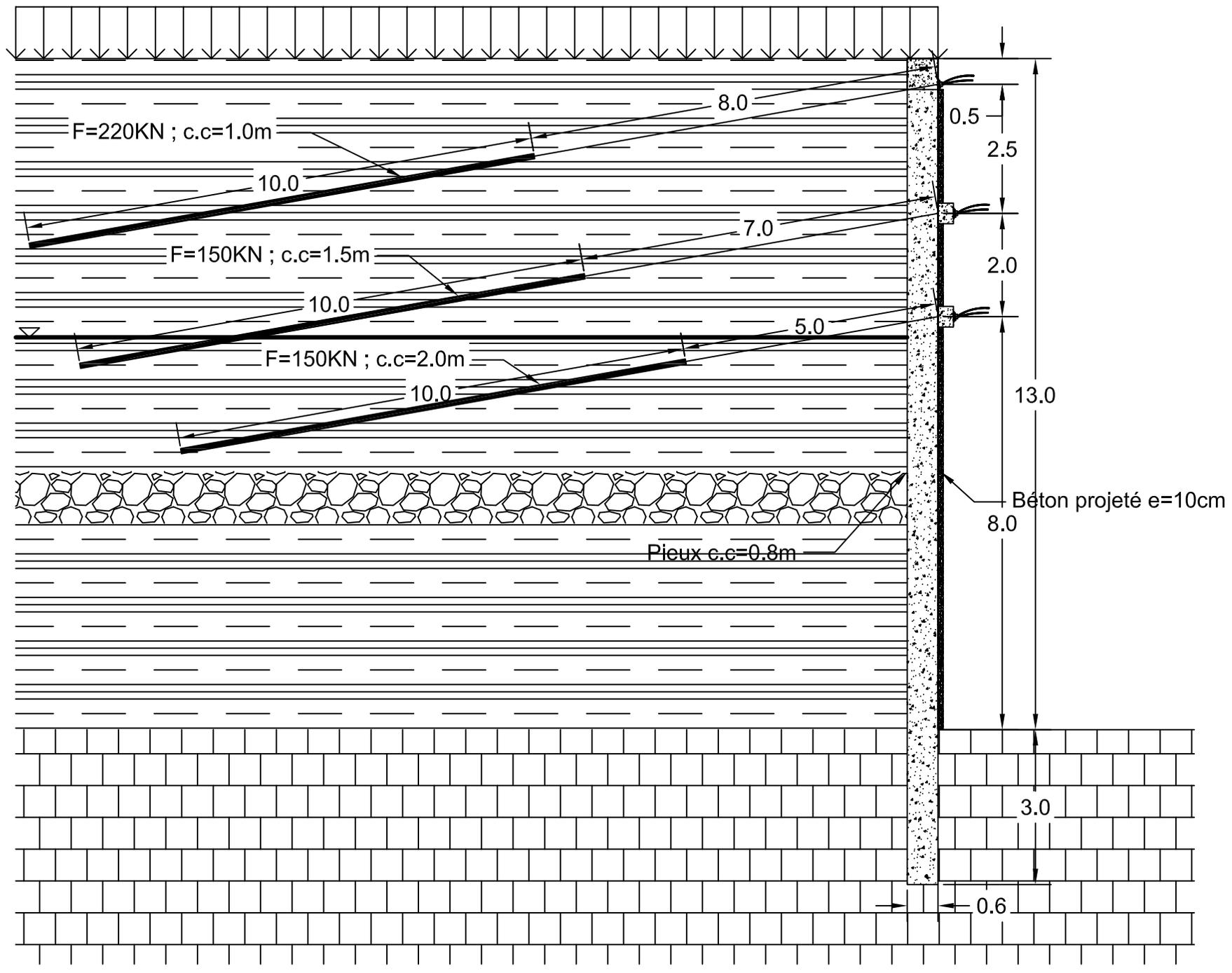
A2

A-123

Echelle

1/50

90KPa



Département: Génie Civil

Titre du mémoire:  
Soutènements et fondations  
d'une tour reposant sur un sol  
médiocre

Tuteur:  
M. ASSAF Rawad

Membres du jury:  
M. GUILLEMARD Francis  
M.EL RASSI Marwan  
M.HACHEM Elias

Réalisé par:  
BECHAALANY Aline  
400 bek

Propriétés d'ancrage	
Diamètre du trou	10 cm
Tendon	2 Câbles
Diamètre du câble	15.7 mm
Charge de contrainte	200KN/câble
Espacement	@ 2.5 m
Pression d'injection	10 bar

Titre  
Pieux espacés Section B-B

Date  
Octobre, 2015

Page Ref.	Echelle
A2	1/50
A-122	

Titre du mémoire:

Soutènements et fondations  
d'une tour reposant sur un sol  
médiocre

Tuteur:

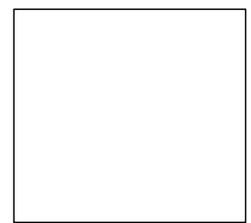
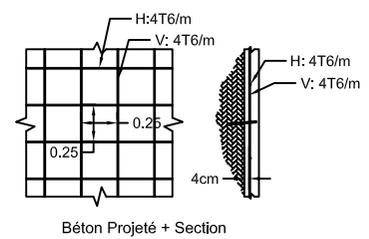
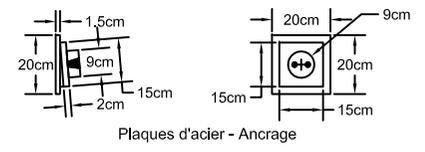
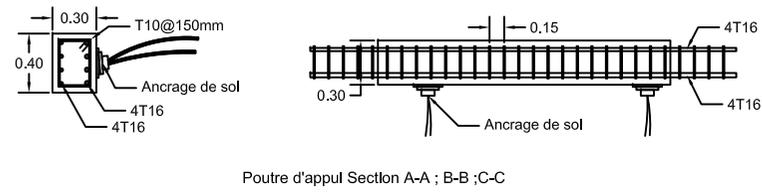
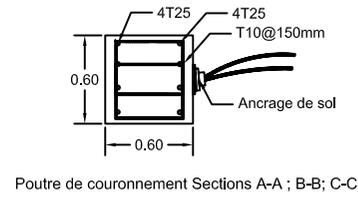
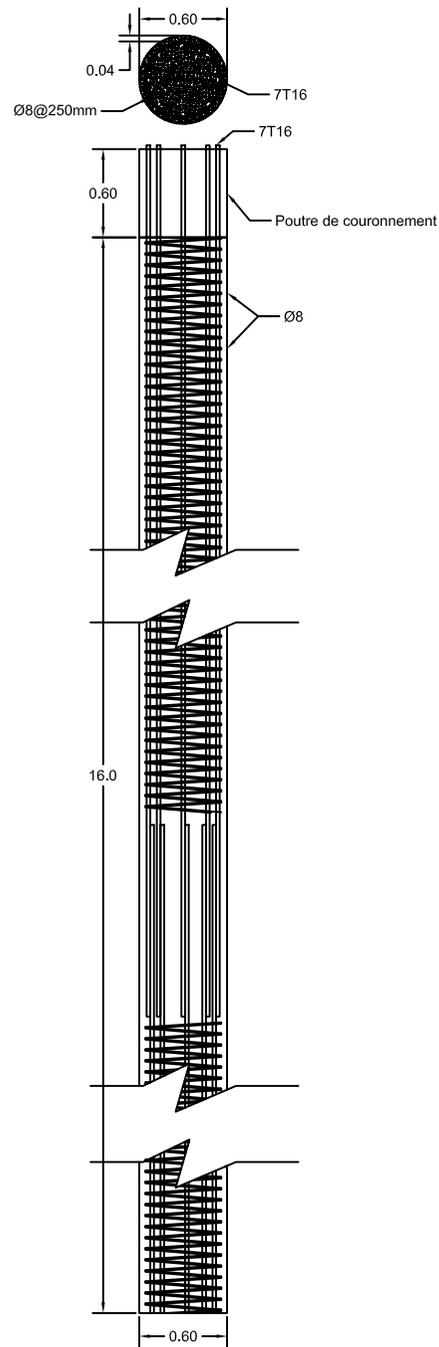
M. ASSAF Rawad

Membres du jury:

M. GUILLEMARD Francis  
M.EL RASSI Marwan  
M.HACHEM Elias

Réalisé par:

BECHAALANY Aline  
400 bek



Détails Titre

Octobre, 2015 Date

Page Ref.	Echelle
A2	1/50
A-125	