

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

Université M'HAMED BOUGARA BOUMERDES

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département génie civil



**Projet de fin d'étude** en vue de l'obtention du diplôme de **MASTER** en :

**Filière : Génie civil**

**Option : Géotechnique**

**Thème :**

**Calcul de fondation et stabilité de talus du  
complexe sportif de Zéralda**

**Présenté par :**

❖ **Kaci Youcef**

❖ **Khader mohamed merouane**

**Promoteur :**

**Mr. T.Messafer**

**Promotion 2020/2021**

# *Remerciement*

En présentant ce travail, il m'est agréablement d'exprimer, en premier lieu, ALLAH de nous avoir donné toute chose ; le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce Projet de Fin d'Etudes, particulièrement à :

- Mr. MESSAFER : Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.
- Mme. DAHIRI : (ingénieur géotechnique GCB), nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements pour votre gentillesse, et pour votre aide depuis le premier jour.
- Tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant tout notre cursus universitaire, en particulier les enseignants de l'option GEOTECHNIQUE (Génie Civil) par les conseils et orientations qu'ils n'ont cessés de nous prodiguer dans le cadre de nos recherches.
- Notre respect aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'apprécier et d'accepter de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de cette étude, qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

# *Dédicace*

Je dédie ce précieux travail en signe de respect et de reconnaissance à  
Mes très chers parents qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé durant  
toute ma vie pour que je réussisse, je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers  
de moi et de mon travail.

Que Dieu les protège.

À ma chère sœur.

À tous mes oncles et tantes.

À tous mes cousins et cousines.

À tous les membres de la famille KACI

À tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier  
ceux de la section GEOTECHNIQUE.

À mes chers amis Aimen, Salah, Aymen, Abdou, Farid.

À mon ami et binôme KHADER et à sa famille

À tous ceux qui me sont chers.

À tous les enseignants de l'université de Boumerdes, en particulier ceux de  
l'option géotechnique.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

**Y.KACI**

# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail

À ceux qui ont su planter en moi, tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir le plus grand des satisfactions et me voir muni des plus grandes distinctions.

À ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices  
Qu'elle a consentis pour moi.

À mon très cher père qu'il a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi  
Que chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré

À mes chères sœurs

À mes chers amis Amine, Abdelkarim, Ayoub, Moussa, Salah, Aymen.

À mon ami et binôme KACI et toute sa famille

Et à toute ma promotion du Département de Génie Civil-option  
GEOTECHNIQUE sans exception.

À tous les enseignants du département de Génie Civil en particulier les  
Les enseignants de Géotechnique.

**M.KHADER**

## ❖ LISTE DES ABREVIATION

- ❖ DTU : Document Technique Unifié.
- ❖ EC7 : L'Eurocode 7.
- ❖ LNHC : Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction.
- ❖ LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées.
- ❖  $\gamma_h$  : Poids volumique humide [KN/m<sup>3</sup>].
- ❖  $\gamma_s$  : Poids volumique sec [KN/m<sup>3</sup>].
- ❖  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau [KN/m<sup>3</sup>].
- ❖  $\gamma_{sat}$  : Poids volumique de sol à l'état saturé [KN/m<sup>3</sup>].
- ❖  $\gamma'$  : poids volumique déjaugé de sol [KN/m<sup>3</sup>].
- ❖  $\gamma_d$  : Poids volumique total [KN/m<sup>3</sup>].
- ❖ e : l'indice de vides.
- ❖  $S_r$  : degré de saturation [%].
- ❖ W : la teneur en eau naturelle [%].
- ❖  $W_l$  : limite de liquidité [%].
- ❖  $W_p$  : limite de plasticité [%].
- ❖  $I_p$  : indice de plasticité [%].
- ❖  $I_c$  : indice de consistance [%].
- ❖  $q_l$  : capacité portante par unité de surface [bars].
- ❖ D : l'ancrage de la fondation.
- ❖  $N_\gamma, N_q, N_c$  : facteurs de portance.
- ❖  $S_\gamma, S_q, S_c$  : facteurs adimensionnels.
- ❖  $Q_{adm}$  : la contrainte admissible de sol.
- ❖  $K_p$  : facteurs de portance pressiométrique.
- ❖  $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente [bars].
- ❖  $D_e$  : la hauteur d'encastrement équivalente [m].
- ❖  $\sigma'_{v0}$  : Contraintes effectives vertical des terres [bars].
- ❖  $\alpha$  : coefficients rhéologique.
- ❖  $E_c$  et  $E_d$  : module de pressiométrique moyens [bars].
- ❖  $E_{oed}$  : module oedométrique [bars].
- ❖  $B_0$  : Largeur de référence [m].
- ❖  $\lambda_c, \lambda_d$  : coefficients de forme.
- ❖  $S_d$  : tassement déviatorique [m].

- ❖  $S_c$  : tassement sphérique [m].
- ❖  $k_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos.
- ❖  $q_{ce}$  : Résistance de pointe équivalente [bars].
- ❖  $i_d$  : Idem essai pressiométrique.
- ❖  $P$  : périmètre d'un pieu.
- ❖  $A_p$  : Section droite du pieu [m].
- ❖  $E_r$  : Rapport énergétique du dispositif de test.
- ❖  $N$  : Nombre de coups mesurés lors du test SPT.
- ❖  $q$  : Contrainte appliquée sur la fondation [bars].
- ❖  $\varphi$  : Angle de frottement interne.
- ❖  $C$  : Cohésion.
- ❖  $F$  : Facteurs de sécurité.
- ❖  $T_{al}$  : La résistance à la traction du géosynthétique à long terme.
- ❖  $w$  : La largeur du matériau de renforcement [m].
- ❖  $S_v$  : L'espace vertical entre les lits de renforcement [m].
- ❖  $q_s$  : Une surcharge.
- ❖  $L_e$  : C'est une longueur effective dans la zone résistante.
- ❖  $\gamma_{R;d}$  : Coefficient partiel.
- ❖  $\gamma_{S;d}$  : Coefficient partiel relatif aux actions.
- ❖  $H_d$  : Charge horizontale ; la somme des efforts induits par la poussée des terres.
- ❖  $R_{p;d}$  : Résistance frontale ou tangentielle de la base du massif à l'effet de  $H_d$ .
- ❖  $R_{h;d}$  : Résistance au glissement de la base du massif sur le terrain.

## ❖ LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :Types de fondations. ....	3
Figure 1.2 :Types de fondations superficielles. ....	4
Figure 1.3 :Types de fondations profondes.....	6
Figure 1.4:Types de fondations semi profondes. ....	7
Figure 1.5 :Excentrement de la charge .....	9
Figure 1.6 : section droite et profondeur critique pour la théorie de plasticité. ....	11
Figure 1.7:Représentation du frottement latéral .....	12
Figure 1.8 :Définition de la pression limite nette équivalente. ....	14
Figure 1.9: Schéma de pénétromètre dynamique PDA et PDB. ....	17
Figure 1.10 : Tassement de consolidation.....	22
Figure 2.1 : Différents types d'ouvrages selon le mode de reprise de la poussée. ....	29
Figure 2.2 : Murs en maçonnerie et en pierres sèches.....	30
Figure 2.3 : Mur en gabions.....	31
Figure 2.4 : Mur poids en béton. ....	31
Figure 2.5 : Murs en béton armé « cantilever » .....	32
Figure 2.6 : Rideaux de palplanches. ....	33
Figure 2.7 :Parois moulées ou préfabriquées.....	34
Figure 2.7: Schéma de groupe de pieux.....	35
Figure 2.8: Différentes forme d'une barrette.....	36
Figure 2.9:Description de la surface de rupture. ....	36
Figure 2.10 :Description de découpage en tranches avec la surface de rupture .....	37
Figure 2.11 :Démonstration des forces agissant sur une tranche. ....	38
Figure 3.1 : plan de masse.....	43
Figure 3.2 : plan de situation. ....	44
Figure 3.3 : photo de situation du projet. ....	45
Figure 3.4 : Esquisse géologique de la région de ZERALDA.....	46
Figure 3.5 : Carte des structures actives de la région d'Alger .....	47
Figure 3.6 : Carte zonage sismique du territoire national.....	48
Figure 3.7 : schéma de carottage rotatif.....	50
Figure 3.8 : implantation des sondages carottés sur le site (carte superposition).....	50
Figure 3.9 : coupe lithologique BB' .....	53
Figure 3.10 : variation de la résistance dynamique en fonction de la profondeur pour les (8) sondages. .....	55

Figure 3.11 : Schéma de L'essai pressiométrique en place avec une courbe pressiométriques Menard.	56
Figure 3.12 : variation du module pressiométrique E en fonction de la profondeur pour les (6) sondages.	57
Figure 3.13 : variation de la pression limite $P_L$ en fonction de la profondeur pour les (6) sondages.	58
Figure 3.14 : variation du rapport $E/P_L$ en fonction de la profondeur pour les (6) sondages.	59
Figure 3.15 : Essai Lefranc.	62
Figure 3.16 : Analyse granulométrique par tamisage.	64
Figure 3.17 : Analyses granulométriques par sédimentométrie.	64
Figure 3.18: Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg	68
Figure 3.19 : l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.	70
Figure 3.20 : Dispositif utilisé pour l'essai œdométrique.	71
Figure 4.1 : définition de la pression limite nette équivalente $P_{Le}^*$ .	76
Figure 5.1: Vérification à l'arrachement.	84
Figure 5.2 : vérification en traction.	84
Figure 5.3 : Stabilité interne (LCPC, 2003).	85
Figure 5.4: Photo illustrative du talus (01) de la coupe (01) des deux massifs en remblai.	90
Figure 5.5 : vue générale du massif 1 sans renforcement et sans chargement.	91
Figure 5.6 : Massif 01 Sans renforcement Non Chargé. $F_s=0.65$ Stabilité non vérifiée	91
Figure 5.7 : Massif 01 Sans renforcement Chargé. $F_s =0.339$ Stabilité non vérifiée	92
Figure 5.8 : Massif 01 Avec renforcement Non Chargé. $F_s =1.43$ Stabilité vérifiée	92
Figure 5.9 : Massif 01 Avec renforcement Chargé. $F_s =1.353$ Stabilité vérifiée	93
Figure 5.10 : vue générale du massif 2 sans renforcement et sans chargement.	93
Figure 5.11 : Massif 02 Non Chargé Sans renforcement $F_s = 0.98$ Stabilité non vérifiée	94
Figure 5.12 : Massif 02 Chargé Sans renforcement. $F_s = 0.56$ Stabilité non vérifiée	94
Figure 5.13 : Massif 02 Non Chargé Avec renforcement. $F_s =1.68$ Stabilité vérifiée	95
Figure 5.14 : Massif 02 Chargé Avec renforcement. $F_s =1.56$ Stabilité vérifiée	95
Figure 5.15 : Stabilité au glissement $F_s=1.5$	97
Figure 5.16 : Stabilité au poinçonnement $F_s= 2$	98



## ❖ LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Valeurs de $N\gamma\phi$ , $Nc(\phi)$ et $Nq\phi$ (DTU 13.12, 1988). .....	8
Tableau 2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.....	9
Tableau 3: Valeurs de $\alpha$ d'après Caquot Kerisel. ....	12
Tableau 4 : Valeurs de $\beta'$ d'après Caquot Kérisel.....	13
Tableau 5 : Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993) .....	14
Tableau 6: Facteur de portance pressiométrique. ....	15
Tableau 7: Les caractéristiques spécifiques des deux appareils PDA et PDB.....	17
Tableau 8: Classification des sols pour le choix du facteur de portance $k_p$ .....	19
Tableau 9 : Quelques valeurs de $C_f$ pour les cas usuels tirées des tables de Giroud. ....	21
Tableau 10 : Coefficients de forme $\lambda c$ et $\lambda d$ . ....	23
Tableau 11 : Coefficient rhéologique $\alpha$ . ....	23
Tableau 12 : Types de couches de sols constituant le site étudié .....	51
Tableau 13 : résultats des essais SPT pour les sondages (08, 09, 10, 11, 12 et 13).....	60
Tableau 14 : résultats des essais d'eau.....	63
Tableau 15 : résultats des analyses granulométriques.....	65
Tableau 16 : résultats des essais de teneur en eau et degré de saturation.....	66
Tableau 17 : valeurs de densité sèche et humide du sol. ....	67
Tableau 18 : Valeurs des limites d'Atterberg $W_L$ et $I_p$ .....	68
Tableau 19 : Classification du sol selon l'indice de plasticité .....	69
Tableau 20 : Valeurs de l'indice de consistance du sol. ....	69
Tableau 21 : Résultats de l'essai de cisaillement.....	71
Tableau 22 : Résultats des essais œdométrique. ....	72
Tableau 23 : Résultats des essais d'identification chimique. ....	72
Tableau 24 : Paramètres géotechniques des formations lithologiques du site. ....	73
Tableau 25 : Valeurs de $PI^*$ utilisés pour le calcul de la pression limite nette.....	76
Tableau 26 : Tableau récapitulatif des résultats de la portance. ....	79
Tableau 27 : valeurs du module pressiométrique utilisés pour le calcul du tassement.....	80
Tableau 28 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul du tassement. ....	82
Tableau 29 : caractéristiques mécaniques du sol.....	88
Tableau 30 : tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des nappes en geosynthétiques .....	90
Tableau 31 : valeurs des forces et moments verticaux et horizontaux. ....	96

## Résumé :

Tout au long de son évolution, l'homme a cherché à développer et construire des ouvrages durs et stables en fonction de ses besoins. Une structure stable doit d'abord avoir une bonne fondation et aussi assurer une stabilité locale et globale du site.

L'objectif de ce travail est de faire une étude géotechnique du projet de réalisation d'un complexe sportif sur un terrain incliné (pente). Pour cela on a évalué la capacité portante et le tassement des fondations, ainsi que la stabilité des massifs en remblai renforcés par des bandes géotextiles.

**Mot clés :** fondation, stabilité, capacité portante, tassement, bandes géotextiles.

## Abstract :

Throughout his evolution, man has sought to develop and build hard and stable structures according to his needs. A stable structure must first have a good foundation and also ensure local and global stability of the site.

The objective of this work is to carry out a geotechnical study of the project to build a sports complex on inclined terrain (slope). For this, the bearing capacity and settlement of the foundations were evaluated, as well as the stability of the backfill massifs reinforced by geotextile bands.

**Keywords :** foundation, stability, bearing capacity, settlement, geotextile bands.

ملخص :

خلال تطوره ، سعى الإنسان إلى تطوير وبناء هياكل صلبة ومستقرة وفقاً لاحتياجاته. يجب أن يكون للهيكل المستقر أساس جيد أولاً وأن يضمن أيضاً الاستقرار المحلي والعالمي للموقع.

الهدف من هذا العمل هو إجراء دراسة جيوتقنية لمشروع بناء مجمع

رياضي على أرض منحدر (منحدر). للقيام بذلك ، تم تقييم قدرة

التحمل واستقرار الأساسات ، بالإضافة إلى ثبات كتل الردم التي تم

تقويتها بواسطة نطاقات التغطية الأرضية (جيوتكستائل).

الكلمات المفتاحية: الأساس ، الاستقرار ، قدرة التحمل ، التسوية ،

نطاقات التغطية الأرضية.

# SOMMAIRE

❖	LISTE DES FIGURES.....	
❖	LISTE DES TABLEAUX.....	
	INTRODUCTION.....	1
	Chapitre I : Généralités sur les fondations.....	
I.1	Introduction : .....	2
I.2	Domaine d’application :.....	2
I.3	Types de fondations :.....	2
I.3.1	Fondation superficielle : .....	3
I.3.1.1	Définition :.....	3
I.3.1.2	Types de fondations superficielles :.....	3
I.3.2	Fondation profonde :.....	4
I.3.2.1	Définition :.....	4
I.3.2.2	Types de fondations profondes :.....	5
I.3.2.2.1	Les pieux : .....	5
I.3.2.2.2	Les barrettes : .....	5
I.3.3	Fondation semi-profonde : .....	6
I.3.3.1	Définition :.....	6
I.3.3.2	Type de fondation semi-profonde :.....	6
I.3.3.2.1	Les puits : .....	6
I.4	Capacité portante : .....	7
I.4.1	Définition : .....	7
I.4.2	Capacité portante par essais de laboratoire (méthode «C-φ»): .....	7
I.4.2.1	À la fondation superficielle :.....	7
I.4.2.1.1	Charge verticale et centrée :.....	7
I.4.2.1.2	Influence de l’excentrement de la charge : .....	9
I.4.2.1.3	A proximité d’un talus : .....	10
I.4.2.2	À la fondation profonde :.....	10
I.4.2.2.1	Calcul de la résistance de pointe (Théorie de la plasticité Parfaite) : .....	10

I.4.2.2.2	Calcul de frottement latéral : .....	11
I.4.3	Capacité portante par essais in situ : .....	13
I.4.3.1	Fondation superficielle:.....	13
I.4.3.1.1	Calcul par les méthodes pressiométrique : .....	13
I.4.3.1.2	Calcul par la méthode de pénétromètre statique CPT :.....	15
I.4.3.1.3	Calcul par la méthode de l'essai SPT : .....	15
I.4.3.1.4	Calcul la méthode de pénétration dynamique (PDL) : .....	16
I.4.3.2	Fondation profonde : .....	18
I.4.3.2.1	Calcul par les méthodes pressiométrique : .....	18
I.4.3.2.2	Calcul par la méthode d'essai CPT : .....	19
I.4.3.2.3	Calcul par la méthode d'essai SPT : .....	19
I.5	Tassement : .....	20
I.5.1	Définition : .....	20
I.5.2	Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité : .....	20
I.5.3	Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique :.....	21
I.5.4	Calcul du tassement en utilisant l'essai au pressiomètre Ménard :.....	22
I.5.5	Calcul par la méthode pénétrométrique : .....	23
I.5.6	Méthode de calcul à partir de l'essai SPT : .....	24
I.6	Conclusion : .....	25
Chapitre II : Généralités sur la stabilité des pentes.....		
II.1.	Introduction : .....	26
II.2.	Définition d'une pente : .....	26
II.3.	Facteurs déclenchant des instabilités : .....	26
II.4.	Moyens de confortement : .....	27
II.4.1.	Terrassements : .....	28
II.4.2.	Drainage : .....	28
II.4.3.	Confortements mécanique (éléments résistants) : .....	28
II.4.3.1.	Ouvrages de soutènement : .....	29
II.4.3.2.	Le clouage : .....	34

II.5.	Méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes :.....	36
II.5.1.	Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite (Méthode Des Tranches) :.....	37
II.5.1.1.	Méthode De FELLENIUS (1936) :.....	37
II.5.1.2.	Méthode De BISHOP Simplifiée (1954) : .....	38
II.5.2.	Méthode numérique (MEF) : .....	39
II.5.3.	Méthode des Abaques :.....	39
II.6.	Facteurs de sécurité :.....	40
II.7.	Conclusion :.....	41
Chapitre III : Compagne géotechnique.....		
III.1	Introduction : .....	42
III.2	Généralités sur le site d'étude : .....	42
III.2.1	Description du projet d'étude : .....	42
III.2.2	Situation géographique :.....	43
III.2.3	Aspect géologique et hydrogéologique : .....	45
III.2.3.1	Géologie régionale :.....	45
III.2.3.2	Géologie locale :.....	46
III.2.3.3	Hydrogéologie du site :.....	46
III.2.4	Aspect sismique :.....	47
III.2.4.1	Sur le plan tectonique :.....	47
III.2.4.2	Sur le plan sismique :.....	48
III.3	Investigation géotechnique :.....	48
III.3.1	Reconnaissance in situ : .....	49
III.3.1.1	Sondages carottés :.....	49
III.3.1.2	Essai de pénétration dynamique :.....	53
III.3.1.3	Sondages pressiométriques : .....	55
III.3.1.4	Essai SPT :.....	59
III.3.1.5	Essai d'eau :.....	61
III.3.2	Reconnaissance au laboratoire :.....	63

III.3.2.1 Analyse granulométrique : .....	63
III.3.2.2 Teneur en eau « W » et degré de saturation « Sr » : .....	66
III.3.2.3 La densité : .....	67
III.3.2.4 Limites d'Atterberg : .....	67
III.3.2.5 Indice de consistance : .....	69
III.3.2.6 Les essais de cisaillement rectiligne type « UU » : .....	70
III.3.2.7 Essai de compressibilité à l'Oedomètre : .....	71
III.3.2.8 Identification chimique : .....	72
III.4 Corrélation entre les résultats : .....	73
III.5 Conclusion : .....	73
Chapitre IV : Evaluation de la portance .....	
IV.1 Introduction : .....	75
IV.2 Calcul de la capacité portante : .....	75
IV.2.1 Par essais in situ : .....	75
IV.2.1.1 À partir de l'essai pressiométrique : .....	75
IV.2.1.2 Calcul de la Contrainte admissible à partir des essais SPT : .....	77
IV.2.2 Par essais de laboratoire « $\varphi, C$ »: .....	78
IV.2.3 Discussion des Résultats : .....	79
IV.3 Détermination des tassements : .....	79
IV.3.1 Calcul des tassements par les résultats de l'essai pressiométrique : .....	79
IV.3.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique : .....	81
IV.3.3 Discussion des Résultats .....	82
IV.4 Conclusion : .....	82
Chapitre V : Calcul de la stabilité des talus .....	
V.1 Introduction : .....	83
V.2 Hypothèses utilisés pour le calcul : .....	83
V.3 Rappel théorique sur la stabilité des massifs de remblai renforcé: .....	83
V.3.1 Stabilité interne : .....	83

V.3.2. Stabilité externe : .....	86
V.3.2.1. Vérification au renversement : .....	86
V.3.2.2. Vérification au glissement : .....	87
V.3.2.3. Vérification au poinçonnement : .....	87
V.4. Évaluation de la stabilité interne des massifs renforcés par des nappes en geosynthétiques : .....	87
V.4.1. Introduction: .....	87
V.4.2. Vérification de la stabilité des massifs renforcés par des nappes de géosynthétique : .....	88
V.4.2.1. Données géométriques : .....	88
V.4.3. Justification de la stabilité externe des massifs en remblai renforcé : .....	96
V.4.3.1. Justification de la stabilité externe des massifs en remblai renforcé vis-à-vis du renversement : .....	96
V.4.3.2. Justification de la stabilité des massifs en remblai renforcé vis-à-vis du glissement	97
V.4.3.3. Justification de la stabilité des massifs en remblai renforcé vis-à-vis du poinçonnement : .....	98
V.5. CONCLUSION .....	99

# **INTRODUCTION**



Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer, pour cela les fondations jouent le rôle de l'interface entre le terrain et l'ouvrage, et elles assurent la transmission des charges et les répartissent dans le sol. Ainsi, les fondations prennent des formes différentes pour répondre à la problématique des charges et contraintes.

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

En outre, la nature géotechnique des terrains ou bien l'apparition des phénomènes naturels, comme l'érosion par l'eau, les mouvements de terrain et les pentes, sont des facteurs influençant la stabilité des terres.

Parlant de la stabilité, plusieurs études ont été menées pour révéler l'influence des paramètres mécaniques (cohésion, frottement) et géométrique (largeur de la pente et son inclinaison) sur la stabilité d'une fondation sur une pente. La stabilité des talus peut être améliorée avec différentes manières: aplatissage du talus en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tels que des murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

Notre projet de fin d'études qui nous a été confié par la direction de L.N.HC « le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction », consiste à étudier le site de réalisation d'un complexe sportif situé à la ville de ZERALDA. A cet effet, ce mémoire comporte deux parties : théorique et pratique, contenant des généralités sur les fondations et la stabilité des pentes, et une campagne géotechnique qui inclue une description de la zone d'étude et des caractéristiques géotechniques du terrain, ainsi qu'un calcul pour déterminer la portance et le tassement des fondations, avec une vérification de la stabilité du terrain (remblai) renforcé par des géotextiles.

Notre travail se termine par une conclusion générale, qui réunit l'essentiel de ce qu'on a appris comme méthodes de calcul des fondations et analyse de la stabilité.

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les fondations**

**I.1 Introduction :**

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

**I.2 Domaine d'application :**

Le domaine d'application pour les semelles de bâtiment est défini par le document technique unifié 13.12 (référence AFNORD TUP11-711) de mars 1988. Pour les semelles des ouvrages de génie civil on se réfère aux règles techniques de conception et de calculs des fondations des ouvrages de génie civil (fascicule n°62- titre V du CCTG).

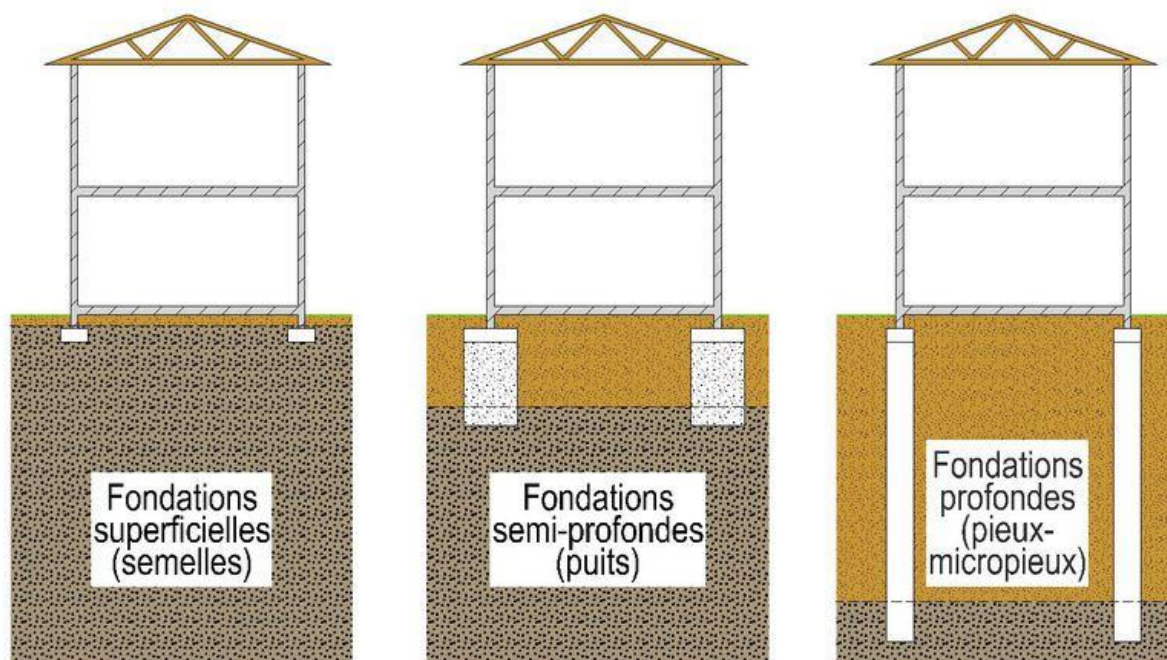
Au sens du DTU 13.12 le domaine d'application des fondations superficielles est défini par une profondeur relative  $D/B < 6$  et une profondeur absolue de 3m, au-delà on a des fondations profondes. (BAHAR 2006).

Au sens du fascicule n°62 titre V du CCTG on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement  $D$  est inférieure à 1,5 fois sa largeur :  $D/B < 1,5$ .

**I.3 Types de fondations :**

Si on désigne par  $D$  la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par  $B$  sa largeur et par  $L$  sa longueur, on distingue 3 types de fondations [1] :

- Fondation superficielle :  $D/B \leq 6$
- Fondation semi-profonde :  $6 \leq D/B \leq 10$
- Fondation profonde :  $D/B \geq 10$



**Figure 1.1 : Types de fondations.**

### **I.3.1 Fondation superficielle :**

#### **I.3.1.1 Définition :**

Une fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui est faiblement encastrée, donc elle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Sous les efforts transmis le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

#### **I.3.1.2 Types de fondations superficielles :**

Il existe 3 types de fondations superficielles [2] :

- Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ( $L/B > 10$ ).
- Les semelles isolées dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L=1$ ) et les semelles circulaire (de diamètre B)
- Les radier ou dallage, de dimension B et L importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux.

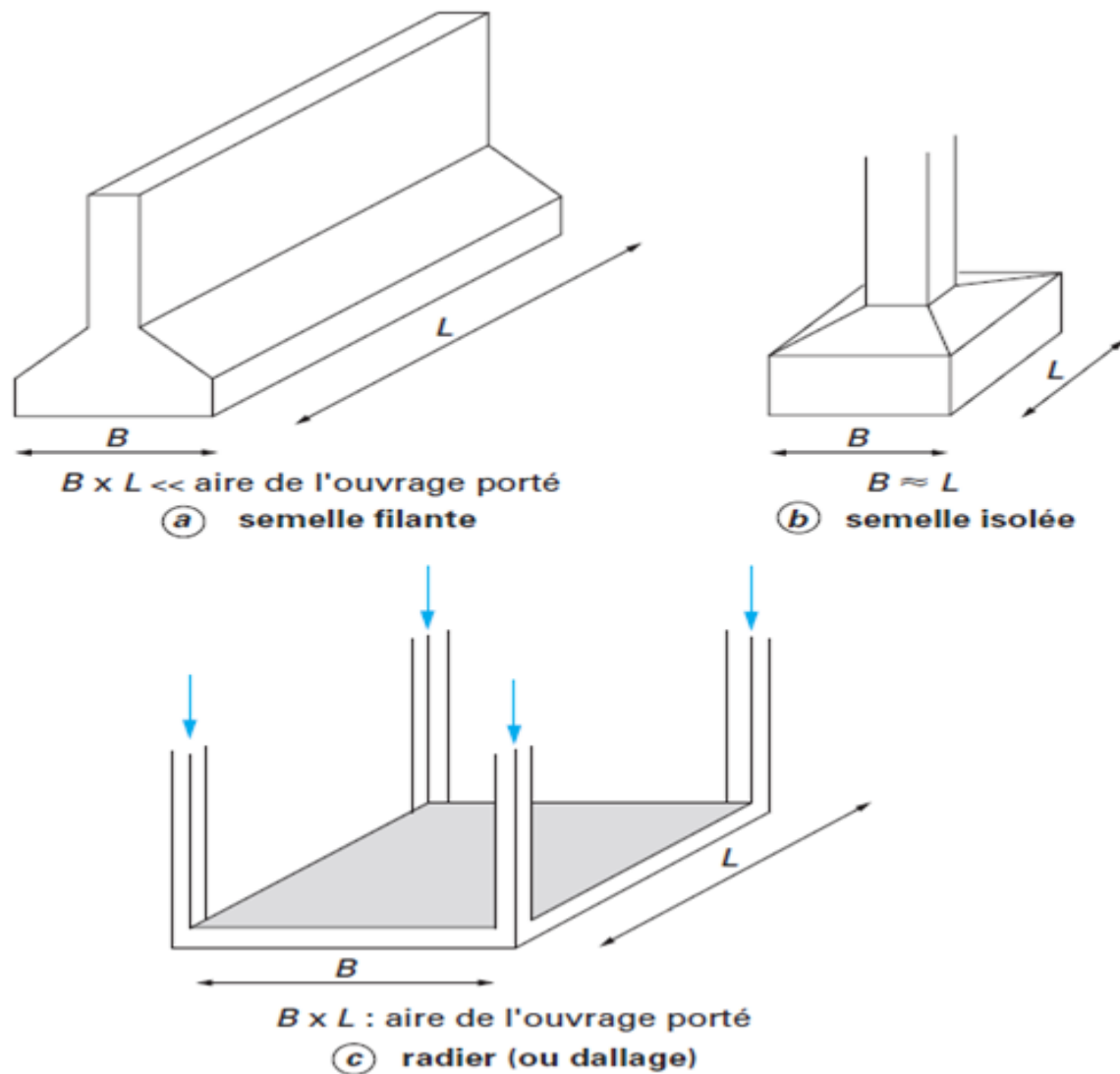


Figure 1.2 : Types de fondations superficielles.

### I.3.2 Fondation profonde :

#### I.3.2.1 Définition :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles. Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- résistance en pointe.
- par frottement latéral.

- résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

### **I.3.2.2 Types de fondations profondes :**

De nombreux types de fondations profondes sont disponibles pour réaliser les fondations de structures de génie civil, telles que par exemple des fondations de piles ou de culées d'ouvrages d'art. Elles se présentent sous forme de pieux ou des barrettes [3].

#### **I.3.2.2.1 Les pieux :**

Ce sont en général forés ou façonnés à l'avance sous forme d'éléments préfabriqués en béton armé, mis en place par battage ou par vibro-fonçage

On distingue plusieurs types, selon la technique utilisée pour les réaliser :

- **Les pieux forés simples :** ces pieux sont réalisés par mise en œuvre du béton de bas en haut à l'aide d'une colonne de bétonnage, après mise en place d'une cage d'armatures dans un forage exécuté préalablement sans soutènement des parois.

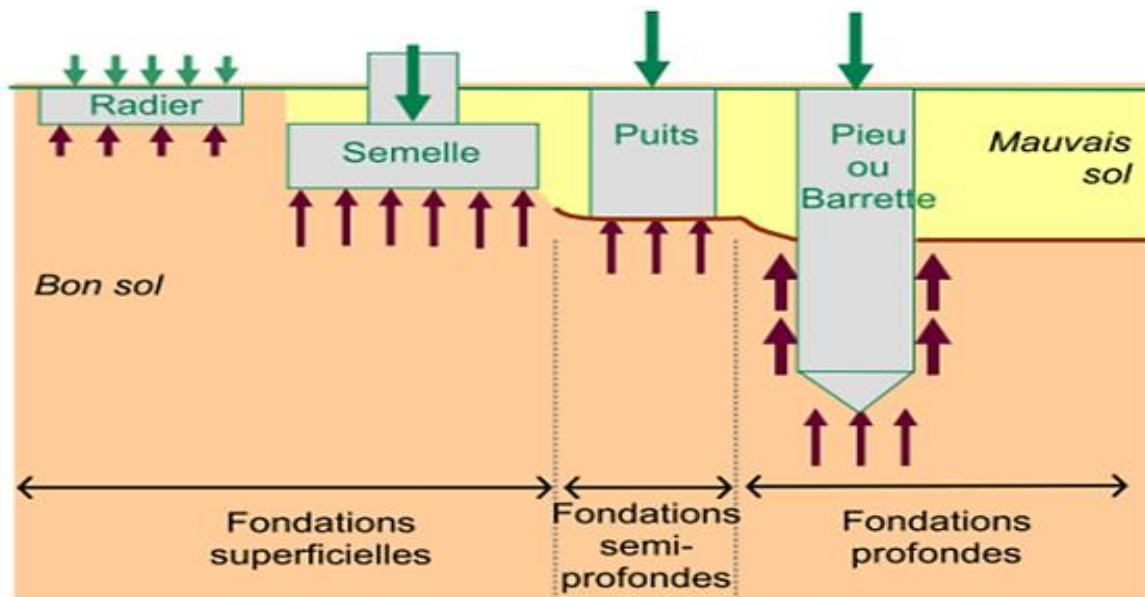
- **Les pieux forés tubés :** le maintien des parois est assuré par un tubage métallique provisoire.

- **Les pieux forés boue :** le maintien des parois est dans ce cas assuré, pendant le forage, par une boue thixotropique à base de bentonite (mélange d'eau et de bentonite).Après descente dans le forage d'une cage d'armature, l'excavation est remplie de béton à l'aide d'une colonne de bétonnage.

- **Les pieux forés à la tarière creuse :** l'exécution est réalisée à l'aide d'une tarière. Le béton est mis en place au fur et à mesure de l'extraction du sol par la tarière.

#### **I.3.2.2.2 Les barrettes :**

Ce sont des éléments de parois moulées dans le sol (largeur 0,60 à 1m, longueur 2 à 6m), utilisés comme éléments porteurs. Ces éléments peuvent être sécants ou parallèles, de manière à s'adapter à la géométrie de l'ouvrage qu'ils supportent.



**Figure 1.3 : Types de fondations profondes.**

### **I.3.3 Fondation semi-profonde :**

#### **I.3.3.1 Définition :**

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes comme les pieux ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important. Les fondations semi-profondes sont de plus en plus remplacées par des fondations superficielles couplées à des techniques d'amélioration de sol, comme les inclusions rigides ou, technique plus ancienne, les colonnes ballastées.

#### **I.3.3.2 Type de fondation semi-profonde :**

##### **I.3.3.2.1 Les puits :**

Pour un sol d'assise compris entre 3 et 8 m, les puits sont la technique de fondation recommandée. Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse, pour le réglage du fond il est nécessaire de procéder à une intervention manuelle. Selon la qualité des sols le blindage peut être prévu, provisoire (bois ou cercle métallique) ou définitifs (viroles en béton).

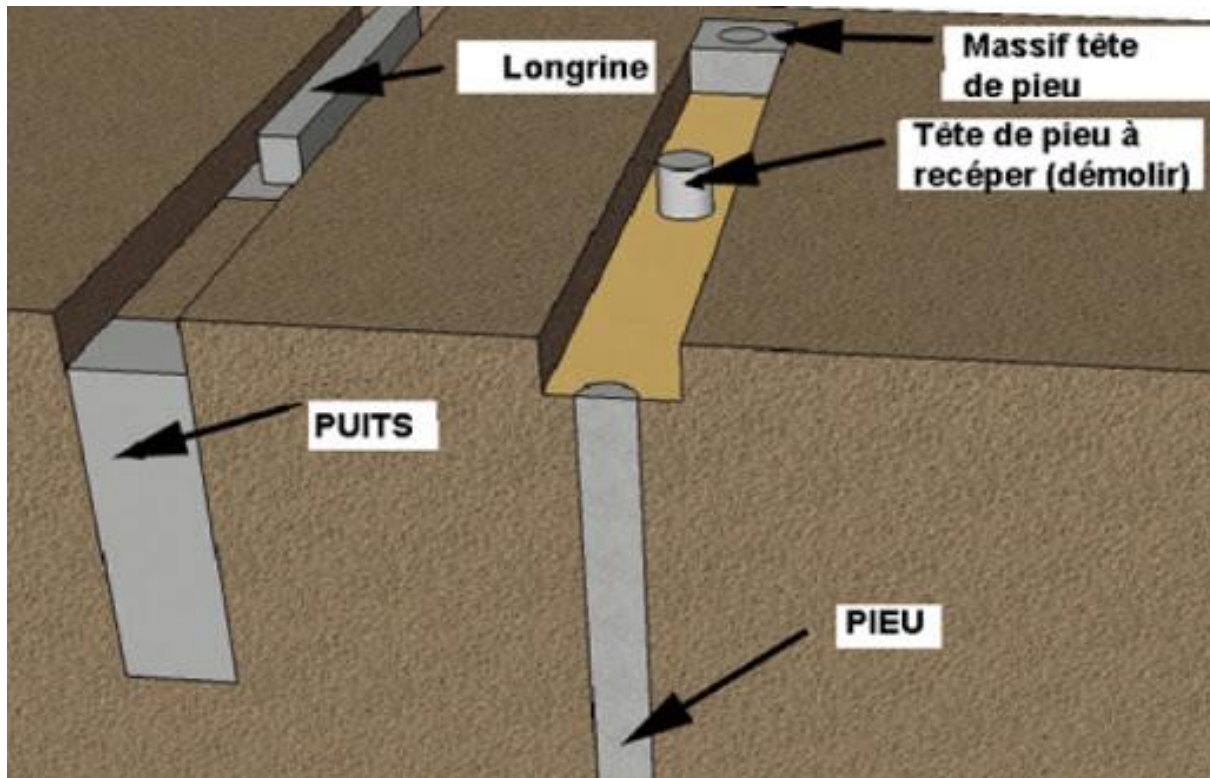


Figure 1.4: Types de fondations semi profondes.

## I.4 Capacité portante :

### I.4.1 Définition :

La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est définie comme la charge maximale que peut supporter le sol support. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge reste raisonnable. Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime alors le sol immédiatement sous la fondation et adjacent à cette dernière subit une rupture brusque. On peut calculer la capacité portante d'une fondation à partir des essais de laboratoire et aussi des essais in-situ.

### I.4.2 Capacité portante par essais de laboratoire (méthode «C-φ»):

#### I.4.2.1 À la fondation superficielle [4]:

##### I.4.2.1.1 Charge verticale et centrée :

###### •Semelle filante :

La méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ ») est définie par :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2) \cdot N_q(\varphi) + C \cdot N_c(\varphi) \quad (1)$$



Avec :  $q_l$  : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$\gamma_1$  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

$\gamma_2$  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation,

$q$  : Surcharge verticale latérale à la fondation,

$C$  : cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$  : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne « $\varphi$ » du sol sous la base de la fondation.

**Tableau 1 : Valeurs de  $N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$ (DTU 13.12, 1988).**

$\varphi'$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0°	5,14	0	1,00
5°	6,50	0,10	1,60
10°	8,40	0,50	2,50
15°	11,00	1,40	4,00
20°	14,80	3,50	6,40
25°	20,70	8,10	10,70
30°	30,00	18,10	18,40
35°	46,00	41,10	33,30
40°	75,30	100,00	64,20
45°	134,00	254,00	135,00

**•Influence de la forme de fondation :**

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs  $s_\gamma$ ,  $s_c$ , et  $s_q$  et prend la forme suivante:

$$q_l = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + s_q (q + \gamma_2) \cdot N_q(\varphi) + s_c C \cdot N_c(\varphi) \quad (2)$$

- Les valeurs des coefficients de forme, conformément à l'eurocode 7, sont déterminées à l'aide des formules du tableau ci-dessous :

Tableau 2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires ( $B/L = 1$ )	rectangulaires	carrées ou circulaires ( $B/L = 1$ )
$s_\gamma$			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
$s_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
$s_q$	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

**I.4.2.1.2 Influence de l'excentrement de la charge :**

Si la charge a un excentrement  $e$  parallèle à  $B$ , alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur  $B$  par une largeur réduite donnée par :  $B' = B - 2e$  (3)

Si l'excentrement  $e'$  est parallèle à la dimension  $L$  alors on fait la même procédure avec la longueur  $L$  en la remplaçant par une longueur réduite :  $L' = L - 2e'$  (4)

L'aire réduite  $A'$  de la fondation est donnée par la formule suivante :  $A' = L'B'$  (5)

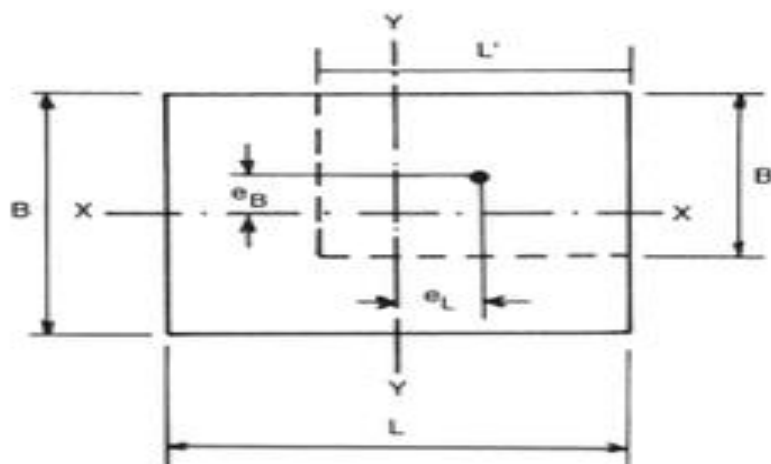


Figure 1.5 : Excentrement de la charge.

### I.4.2.1.3 A proximité d'un talus :

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culée de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté où le sol est horizontal. Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus on applique ces relations :

- **Cas d'une charge verticale centrée :**

Pour un encastrement nul :  $i_{\delta\beta} = \Psi(\beta, d/B)$  (6)

Pour un encastrement non nul :  $i_{\delta\beta} = \phi(\beta')$  (7)

- **Cas d'une charge centrée inclinée :**

Si l'inclinaison est dirigée vers le talus :  $i_{\delta\beta} = \phi(\delta + \beta')$  (8)

Si l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus :  $i_{\delta\beta} = \inf\{\phi(\delta) \text{ ou } \phi(\delta); \phi(\beta' - \delta)\}$  (9)

### I.4.2.2 À la fondation profonde [5]:

#### I.4.2.2.1 Calcul de la résistance de pointe (Théorie de la plasticité Parfaite) :

On utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles. Comme «D» est très grand devant «B» le terme de surface sera négligé.

$$q_d = \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 \cdot C \cdot N_c \quad (10)$$

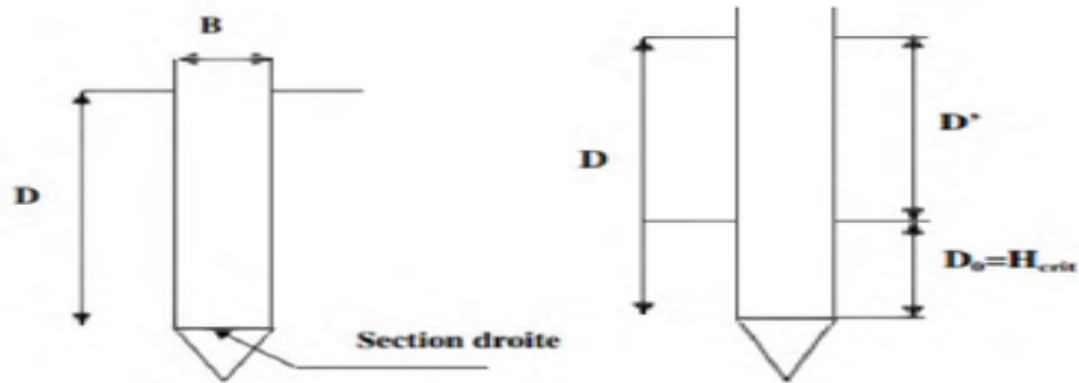
$$Q_p = A_p \cdot q_d \quad (11)$$

$A_p$  : Section droite du pieu dans sa partie inférieure.

Pour les diamètres  $B > 32$  cm les valeurs de « $N_q$ » sont celles des obtenues par les fondations superficielles.

Pour « $B < 32$  cm » d'après Caquot Kerisel :

$$D_0 = H_{crit} = \frac{B}{4} N_q^{2/3} \text{ Et } N_q = 10^N \tan \varphi \quad (12)$$



**Figure 1.6 : section droite et profondeur critique pour la théorie de plasticité.**

Le coefficient N varie de 3,7 pour des petits diamètres (pénétrométriques) à 2,7 pour un diamètre de 32 cm.

$$N_c = \frac{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{\tan \varphi} e^{\pi \tan \varphi - 1} \quad (13)$$

#### I.4.2.2.2 Calcul de frottement latéral :

- Milieu pulvérulent compact ( $c=0$ ):

Le frottement latéral unitaire « f » est donné par :

$$f = k_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot \sin \delta$$

$$\alpha = k_{p\gamma} \cdot \sin \delta$$

$$f = \alpha \cdot \gamma \cdot z$$

$$q_f = f \cdot S_L$$

$$S_L = P \cdot D'$$

$$q_f = \alpha \cdot \gamma \cdot z \cdot P \cdot D'$$

$$D' = D - H_{crit}$$

Avec : P : périmètre du pieu.

D' : Longueur du fût le long de laquelle le frottement est pris en compte.

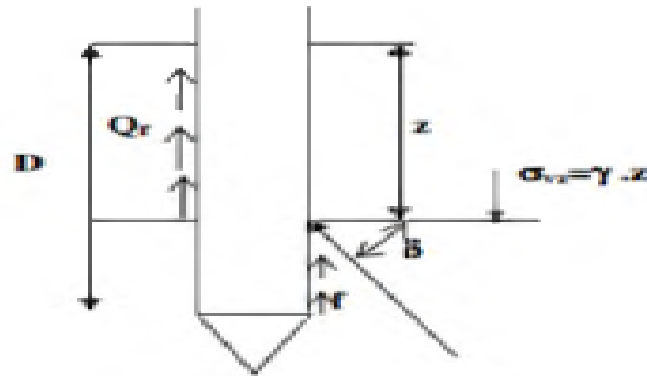


Figure 1.7: Représentation du frottement latéral

Tableau 3: Valeurs de  $\alpha$  d'après Caquot Kerisel.

$\phi^\circ$	$\alpha$ pour $\delta = \phi$	$\alpha$ pour $\phi = 2/3\phi$
10	0,225	0,126
15	0,567	0,364
20	1,03	0,641
25	1,81	1,10
30	3,21	1,28
35	5,85	3,27
40	11,3	5,90
45	23,7	11,4

- Milieu purement cohérent «  $\phi=0$  »:

$$f = \beta \cdot C_U$$

$$\beta = \frac{1 + C_U^2}{1 + 7C_U^2}$$

Avec :  $C_U$  [bars]

- Milieu cohérent a frottement non nul «  $C \neq 0 ; \phi \neq 0$  »:

$$f_{moy} = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D'}{2} + \beta' \cdot C$$

Tableau 4 : Valeurs de  $\beta'$  d'après Caquot Kérisel

$\phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
$\beta'$	1,6	2,06	2,70	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97

### I.4.3 Capacité portante par essais in situ :

#### I.4.3.1 Fondation superficielle:

##### I.4.3.1.1 Calcul par les méthodes pressiométrique [6]:

- Pression limite nette équivalente «  $P_{le}^*$  » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe :

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p(p_1 - p_0) = q_0 + k_p p_1^* \quad (14)$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a:

- $q_0$  : la contrainte verticale totale :  $q_0 = \gamma_2 \cdot D$
- $p_1$  : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation.
- $p_0$  : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation.
- Les valeurs de  $p_1$  et de  $p_0$  sont déterminées après exploitation des résultats d'un essai pressiométrique, elles figurent sur une fiche d'un sondage pressiométrique.
- $p_1^* = p_1 - p_0$  est dite pression limite nette.
- $k_p$ : est un facteur de portance.

Pour un terrain non homogène,  $p_1^*$  est remplacée par la pression limite nette équivalente  $p_{1e}^*$  correspondant à la moyenne géométrique de  $p_1$  entre les niveaux D et D + 1,5.B.

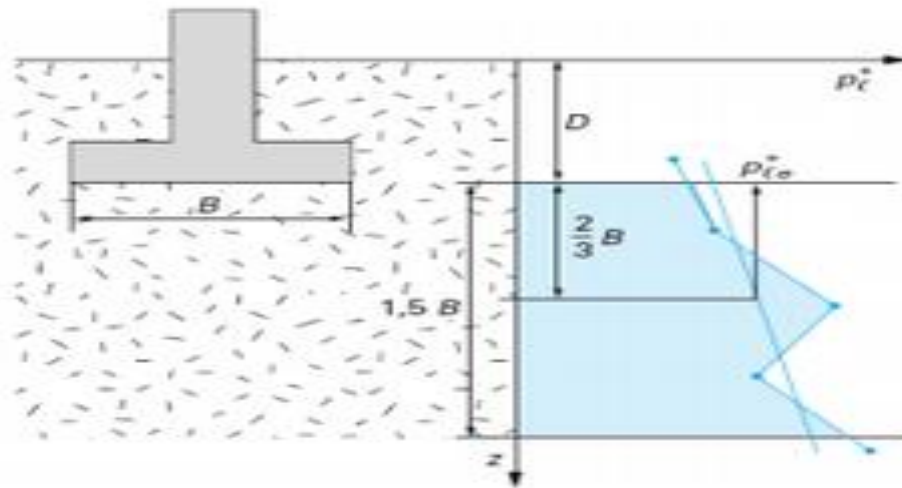


Figure 1.8 : Définition de la pression limite nette équivalente.

Tableau 5 : Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Classe de sol		Pressiomètre $p_l$ (MPa)	Pénétromètre $q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A- Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A- Lâches	<0,5	<5
	B- Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C- Compacts	>2,5	>20,0
Craies	A- Molles	<0,7	<5
	B- Altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C- Compacts	>3,0	
Marnes, marno-calcaires	A- Tendres	1,5 à 4,0	
	B- Compacts	>4,5	
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées	>4,5	

L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau 6:Facteur de portance pressiométrique.

Type de sol	Expression de $k_p$	$k_{p\ max}$ (semelle carrée)	$k_{p\ max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

#### I.4.3.1.2 Calcul par la méthode de pénétromètre statique CPT :

Cette méthode est donner la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est donnée par la formule [7] :

$$q_u = i_d \cdot K_c \cdot q_{ce} \cdot q'_0 \quad (15)$$

Avec :  $q_{ce}$  : Résistance de pointe équivalente.

$i_d$  = idem essai pressiométrique.

$K_c$  = facteur de portance fonction des dimensions de la fondation et de la nature des sols.

N.B. : dans le cas de charges excentrées on remplace B par  $B' = B - 2e$ .

#### I.4.3.1.3 Calcul par la méthode de l'essai SPT [8]:

Le résultat du test de pénétration standard (SPT) est le nombre de coups  $N$  (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche pour un intervalle de profondeur de pénétration de 0,3 m.



Le nombre de coups  $N$  mesurés au cours de l'essai SPT varie en fonction des divers dispositifs d'essai et de l'influence du poids des terrains de couverture dans les sables. La valeur corrigée (corrélée)  $N_{60}$  est utilisée dans les calculs.

Le nombre corrélé de coups  $N_{60}$  est calculé selon la relation :

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} \cdot C_n \cdot \lambda \cdot N \quad (16)$$

Avec :  $E_r$  rapport énergétique du dispositif de test

$N$  Nombre de coups mesurés lors du test SPT

$C_n$  Coefficient de corrélation pour la contrainte vertical

$\lambda$  Coefficient de corrélation utilisateur

#### I.4.3.1.4 Calcul la méthode de pénétration dynamique (PDL) [9]:

Le pénétromètre dynamique noté DPT ou PDL, est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet de définir lors d'une campagne de reconnaissance : l'homogénéité du site, la cote du substratum et une valeur approchée de la force portante en vue de pré-dimensionner des fondations.

L'essai DPT est le plus simple et le moins coûteux des essais in situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé.

Il existe deux types de matériels de pénétration dynamique. A chacun est associée une procédure d'investigation du sol :

- Le pénétromètre dynamique Type A (PDA) (Norme NF P 94–114) permet de réaliser des essais de pénétration dynamique qui sont considérés comme des essais de références.

- Le pénétromètre dynamique type B (PDB) (Norme NF P 94–115) est utilisé pour effectuer des sondages de reconnaissances du sol.

- Ce type d'investigation est économique, rapide (7 à 14 essais par jour, selon la profondeur), pas chère, pas de récupération des échantillons, du fait de son faible poids, il peut être utilisé dans des zones inaccessibles. Il est aussi peu précis.

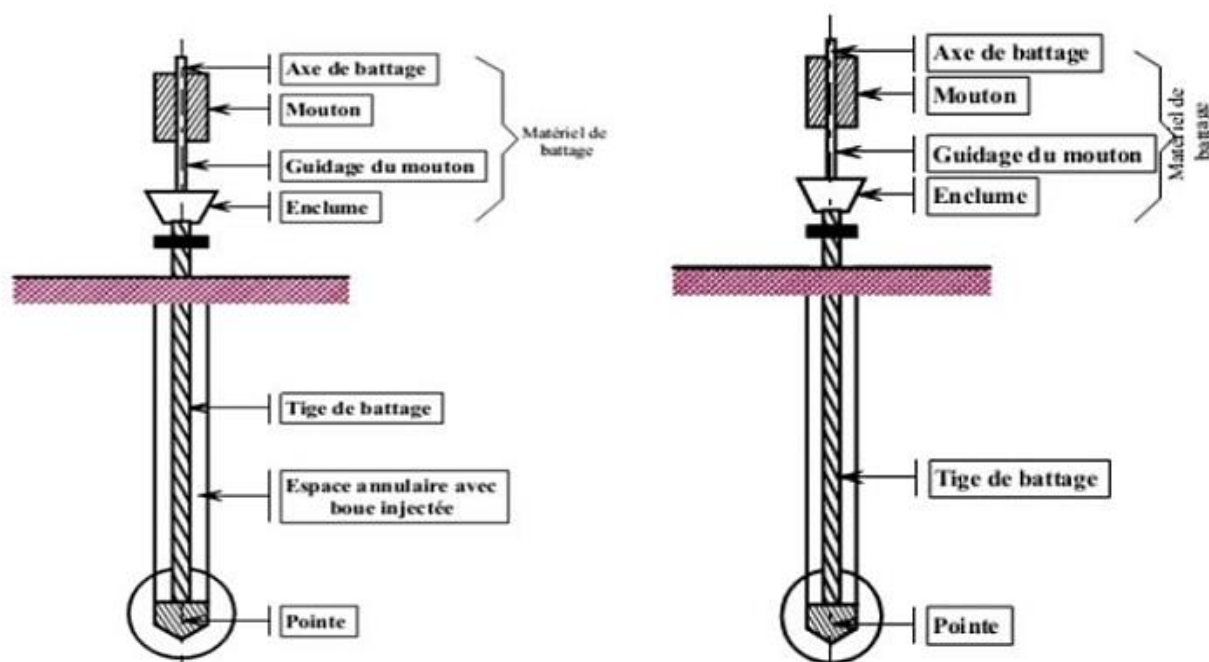


Figure 1.9: Schéma de pénétromètre dynamique PDA et PDB.

Tableau 7: Les caractéristiques spécifiques des deux appareils PDA et PDB.

Désignation	Pénétrromètre dynamique type A (PDA, NF P94-114)	Pénétrromètre dynamique type B (PDB, NF P94-115)
Masse du mouton (kg)	<b>32 à 128</b>	<b>64</b>
Hauteur de chute (m)	0.75	0.75
Cadence de battage (Coups/mm)	15 à 30	15 à 30
Masse enclume+ tige guide (kg)	<25	<25
Longueur de tige (m)	1 à 2	1 à 2
Masse d'une tige (kg/m)	<b>4</b>	<b>&lt;8.5</b>
Diamètre extérieur d'une tige (mm)	<b>42.5</b>	<b>34</b>
Angle au sommet du cône (°)	90	90
Section droite A du cône (cm <sup>2</sup> )	<b>30</b>	<b>20</b>
Diamètre du cône (mm)	<b>61.8</b>	<b>50.5</b>
Plage N de coups/10cm (N <sub>d10</sub> )	<b>2 à 30</b>	-
Plage N de coups/20cm (N <sub>d20</sub> )	-	<b>1 à 100</b>
Injection de boue	<b>Oui</b>	<b>Non</b>

La résistance dynamique de pointe à la pénétration  $q_d$  sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

$$q_d = \left( \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \right) \left( \frac{M}{M + M'} \right) \quad (17)$$

Avec : M : masse du mouton (kg)

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )

H : hauteur de chute libre du mouton (m)

A : aire de la section droite de la pointe ( $m^2$ )

$e$  : Enfoncement par coup = 0,10 / Nd10 (m)

$M'$  : masse cumulée, de l'enclume, des tiges, de la pointe.

Les résultats de ces essais sont des diagrammes qui fournissent un « profil continu » de la résistance du terrain à la pénétration, qui peuvent être utilisés pour dimensionner des fondations, où pour identifier des aléas géologiques préjudiciables à la construction (lentilles d'argiles, surface de glissement, ...).

### I.4.3.2 Fondation profonde :

#### I.4.3.2.1 Calcul par les méthodes pressiométrique [6]:

- **Détermination de la charge de pointe :**

Dans le cas des terrains homogènes « $q_p$ » est obtenue à partir de la pression limite par la formule empirique suivante :

$$q_p = q_0 + k_p(P_L - P_0) \quad (18)$$

$$P_0 = k_0(q_0 - u) + u \quad (19)$$

Avec :  $q_0$  : Contrainte verticale totale au niveau de la pointe lorsque le pieu est en service

$P_L$  : Pression limite mesurée à ce même niveau.

$P_0$  : Contrainte horizontale totale mesurée à ce même niveau.

$u$  : Pression interstitielle au niveau considéré.

$k_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos,  $k_0 = 1 - \sin\phi \approx 5,0$ .

$k_p$  : Facteur de portance.

- **Détermination du facteur de portance  $k_p$  :**

La valeur de  $k_p$ , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre (type de pieu), quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation.

**Tableau 8: Classification des sols pour le choix du facteur de portance  $k_p$**

Classe de sol		Description	Préssiomètre PI (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5
Sables, Graves	A	Lâches	<0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	<0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	>3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	>4,5

#### I.4.3.2.2 Calcul par la méthode d'essai CPT :

Les équations basées sur CPT pour exprimer la résistance ultime unitaire de pointe ( $q_{p,ult}$ ) et la résistance limite unitaire le long du fût ( $q_{fLi}$ ) ont la forme générale suivante [8] :

$$q_{p,ult} = C_p \cdot q_{cp} \quad (20)$$

$$q_{fLi} = C_{fi} \cdot q_{ci} \quad (21)$$

Où :  $C_p$  et  $C_{fi}$  sont des coefficients qui dépendent du type de sol et du type de pieu;

$q_{cp}$  : représente la résistance du cône en pointe du pieu.

$q_{ci}$  : représente la résistance du cône dans la couche ( $i$ ).

#### I.4.3.2.3 Calcul par la méthode d'essai SPT :

Pour les équations basées sur l'essai SPT, ( $q_{p,ult}$ ) et ( $q_{fLi}$ ) s'écrivent comme suit [8]:

$$\frac{q_{p,ult}}{P_A} = n_p \cdot N_p \quad (22)$$

$$\frac{q_{fLi}}{P_A} = n_{fi} \cdot N_{fi} \quad (23)$$

Où:  $P_A$ ,  $n_p$  et  $n_{fi}$  sont des coefficients qui dépendent du type de sol et du type de pieu,  $N_p$  et  $N_{fi}$  représentent le nombre de coups autour de la pointe du pieu et dans la couche (i).

- **N.B. :** Dans la pratique, lors de l'utilisation des essais de CPT et SPT, il est impératif de subdiviser le sol en plusieurs couches. Celles-ci doivent être du même type (du sable ou de l'argile). De plus, il est préférable d'avoir la même mesure de SPT ou CPT dans une même couche (i).

## I.5 Tassement :

### I.5.1 Définition :

L'application des charges sur un sol provoque des déformations. La plupart des surcharges appliquées à un terrain sont verticales et les déplacements les plus importants sont des déplacements vers le bas. Ces déplacements sont appelés « tassements », ils peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des structures supportées par le sol.

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement :

- les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents.
- les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

### I.5.2 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité :

Le tassement « s » d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante [1] :

$$s = q \frac{1-\nu^2}{E} BC_f \quad (24)$$

Avec : s Tassement,

q Contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),

E et  $\nu$  module d'Young et coefficient de Poisson du massif de sol,

B largeur ou diamètre de la fondation,

$C_f$  coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

**Tableau 9 : Quelques valeurs de  $C_f$  pour les cas usuels tirées des tables de Giroud.**

$L/B$	Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Fondation rigide	0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54	
Fondation souple	centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,40	2,48	2,54	2,80	2,99
	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,20	1,24	1,27	1,40	1,49

La théorie de l'élasticité peut être utilisée de différentes manières :

- On peut calculer directement le tassement (le tassement immédiat non drainé).
- On peut déterminer la distribution de l'accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  en fonction de la profondeur. Cette distribution pourrait être utilisée par la suite pour calculer le tassement à l'aide de la méthode oedométrique par exemple.

### I.5.3 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique [10]:

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu «  $s_{oed}$  ». Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène :

$$s_{oed} = \Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = \frac{H_0}{1+e_0} \left[ C_s \cdot \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (25)$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ : le sol est dit normalement consolidé, et donc :

$$s = H_0 + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \lg \left( 1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ : le sol est dit sur-consolidé.

$$\text{Si : } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma' > \sigma'_p \text{ on a : } s = H_0 + \frac{C_g}{1+e_0} \cdot \lg \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + H_0 + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \lg \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right)$$

$$\text{Si : } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p \text{ on a : } s = H_0 + \frac{C_s}{1+e_0} \cdot \lg \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$  : le sol est dit sur-consolidé, et donc :

$$s = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Avec :  $e_0$  : Indice des vides initial.

$C_c$  : Indice de compression.

Le tassement total est égal à la somme des tassements des couches considérées :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i$$

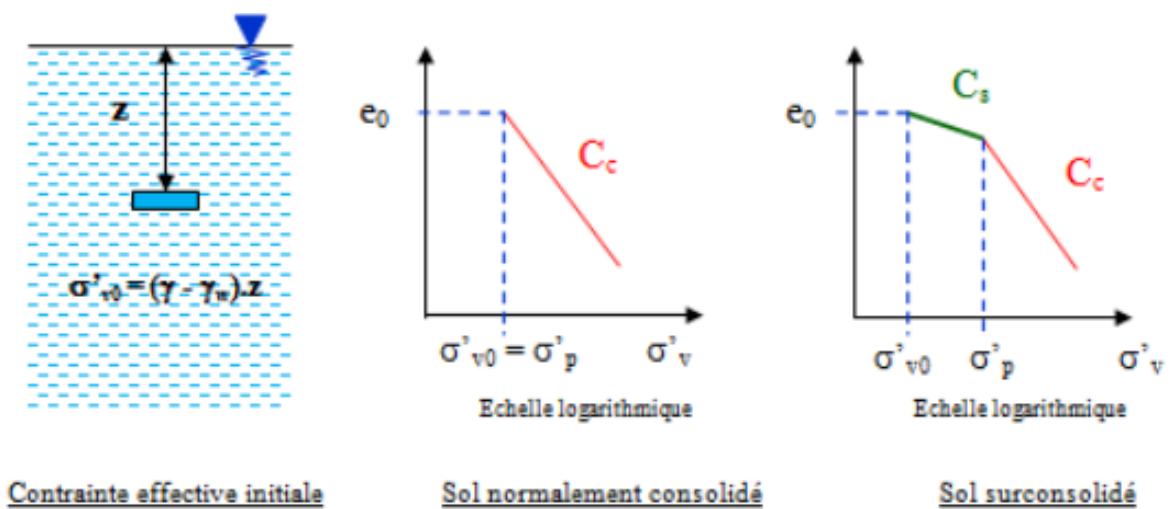


Figure 1.10 : Tassement de consolidation.

### I.5.4 Calcul du tassement en utilisant l'essai au pressiomètre Ménard [11]:

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au Pressiomètre Ménard est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

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

$$S(10 \text{ ans}) = S_c + S_d \tag{26}$$

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

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

$$- s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c \frac{B^\alpha}{9E_c} : \text{le tassement volumique ;} \tag{27}$$

$$- s_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \left( \frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha / 9E_d : \text{le tassement déviatorique.} \tag{28}$$

Avec :  $q$  : Contrainte verticale appliquée par la fondation ;

$\sigma_v$  : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

$\lambda_c$  Et  $\lambda_d$  : coefficients de forme donnés dans le (tableau 10) ;

$\alpha$  : Coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le (tableau 11) ;

$B$  : Largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0 = 0.60m$ : Dimension de référence ;

$E_c$ : Module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

$E_d$  : Module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

**Tableau 10 : Coefficients de forme  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$ .**

$L/B$	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

**Tableau 11 : Coefficient rhéologique  $\alpha$ .**

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

### I.5.5 Calcul par la méthode pénétrométrique [12]:

On peut calculer le tassement avec la méthode pénétrométrique  $S_c$  de consolidation Unidimensionnelle d'une tranche du sol, épaisse de  $H_0$  et soumise a une contrainte Effective finale  $\sigma'_v$  à partir de l'essai CPT :



$$S_c = 0,6 \frac{H_0}{\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}} \cdot F(\sigma'_v) \quad (29)$$

$\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}$  : est la résistance pénétrométrique statique normalisée

$F(\sigma'_v)$ : Adoptée fonction de répartition de contraintes verticales, donnée par :

$$F(\sigma'_v) = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{1 + d \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}$$

### I.5.6 Méthode de calcul à partir de l'essai SPT [8]:

Le tassement d'une fondation superficielle est calculé, en millimètres, par l'expression suivante:

$$S = F_s \cdot F_l \cdot F_t \cdot I_c \cdot \left( q - \frac{2 \cdot \sigma_{v0}}{3} \right) \cdot B^{0,7} \quad (30)$$

Avec :  $F_s$  facteur de forme donné par :

$$F_s = \left( \frac{5L}{4B} \right)^2 \cdot \frac{1}{\left( \frac{L}{B} + 0.25 \right)^2}$$

$F_l$  Facteur dépendant de l'épaisseur H de la couche :

Lorsque  $H < Z_i$ , il est donné par :

$$F_l = \frac{H}{Z_i} \cdot \left( 2 - \frac{H}{Z_i} \right)$$

$F_t$  Est le facteur de tassement par fluage. Il est à calculer par :

$$F_t = 1 + R_3 + R \cdot \text{Log}(t/3)$$

$I_c$  Est l'indice de compressibilité. Il est donné par:

$$I_c = \frac{1,7}{N^{1,4}}$$

N est la moyenne arithmétique des nombres N mesurés au SPT le long de la profondeur d'influence  $Z_i$ .

**I.6 Conclusion :**

Une fondation superficielle et une fondation dont l'encastrement  $D$  dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur  $B$ . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Un projet de fondation superficielle adéquate doit répondre aux préoccupations suivantes :

- La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.
- Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rend l'ouvrage inutilisable.

# **Chapitre II**

## **Généralités la stabilité des pentes**

**II.1. Introduction :**

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur dimension (certains glissements peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m<sup>3</sup>).

**II.2. Définition d'une pente :**

Une pente est l'inclinaison d'un terrain .Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous - sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine: elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrain.

- **Pentes naturelles :** Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités.
- **Pentes artificielles :** ils sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes du fluage. Il s'agit des talus en remblai et en déblai, les digues et les barrages en terres.

**II.3. Facteurs déclenchant des instabilités :**

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement,

séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain.

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées: géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

- **Causes internes :**

- L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies.
- La nature géologique des terrains (la pente).
- L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- La saturation des terrains en eau : Présences de sources, Fortes précipitations et Fonte des neiges brutales.
- Le développement de l'altération de la roche.
- Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau.

- **Causes externes :**

- L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière.
- Diminution des appuis en pied de pente (comme un terrassement mal pensé et trop raide).
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
- Par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche.
- Par les secousses d'un tremblement de terre.
- Par la surcharge d'une construction, etc.

#### **II.4. Moyens de confortement [13]:**

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus ou réduction de sa hauteur) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe).

Le choix des solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les

solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre.

Il existe trois principales méthodes de confortement qui sont basées sur différentes techniques (terrassements, drainage, éléments résistants).

#### **II.4.1. Terrassements :**

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses :
  - allègement en tête.
  - remblai drainant en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente :
  - purge.
  - Reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

#### **II.4.2. Drainage :**

La lutte contre l'eau est l'une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

Il y a plusieurs méthodes de stabilité par drainage :

- Collecte et canalisation des eaux de surface.
- Masques et éperons drainants.
- Les tranchées drainantes.
- Drains subhorizontaux.
- Drains verticaux, galeries drainantes.

#### **II.4.3. Confortements mécanique (éléments résistants) :**

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, donc on peut également introduire des éléments résistants pour

éviter les déplacements, dont une conséquence serait de réduire la Contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser.

Il existe plusieurs mécanismes, dont on cite :

- Ouvrages de soutènement. On désigne deux catégories pour cela :
  - Les ouvrages rigides.
  - Les ouvrages souples.
- Tirants d’ancrages.
- Le clouage, on cite d’exemple dans cette catégorie :
  - Les pieux.
  - Les micro-pieux.
  - Les barrettes.

**II.4.3.1. Ouvrages de soutènement :**

Les ouvrages de soutènements sont ceux qui retiennent des terrains (sols, roches ou remblais) et de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu.

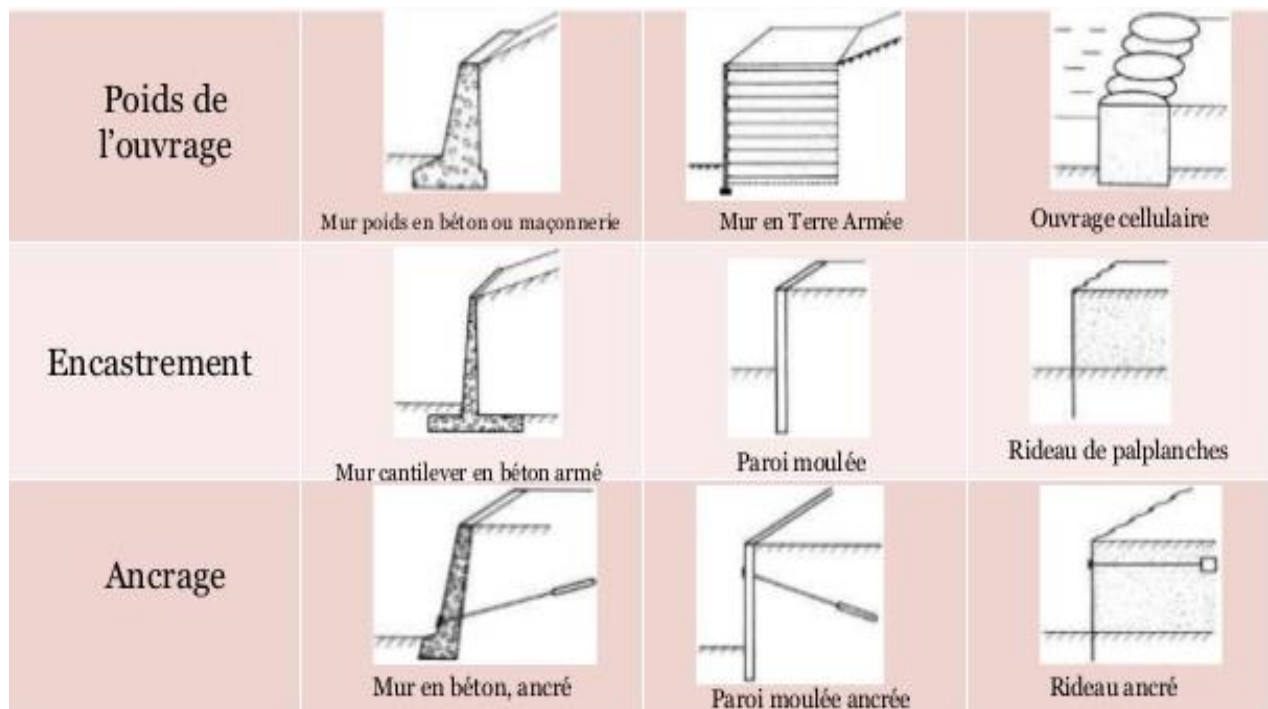


Figure 2.1 : Différents types d’ouvrages selon le mode de reprise de la poussée.

Il existe plusieurs classifications des murs, qui dépendent de la morphologie, le mode de fonctionnement et de la durée, On désigne deux catégories pour cela :

- **Les ouvrages rigides :**

Ce sont des écrans soutiennent un volume de sol si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement c.-à-d. indéformable, on cite d'exemple dans cette catégorie, les murs-poids en béton, terre armée, gabions, etc...

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacements du sol.



**Figure 2.2 : Murs en maçonnerie et en pierres sèches**

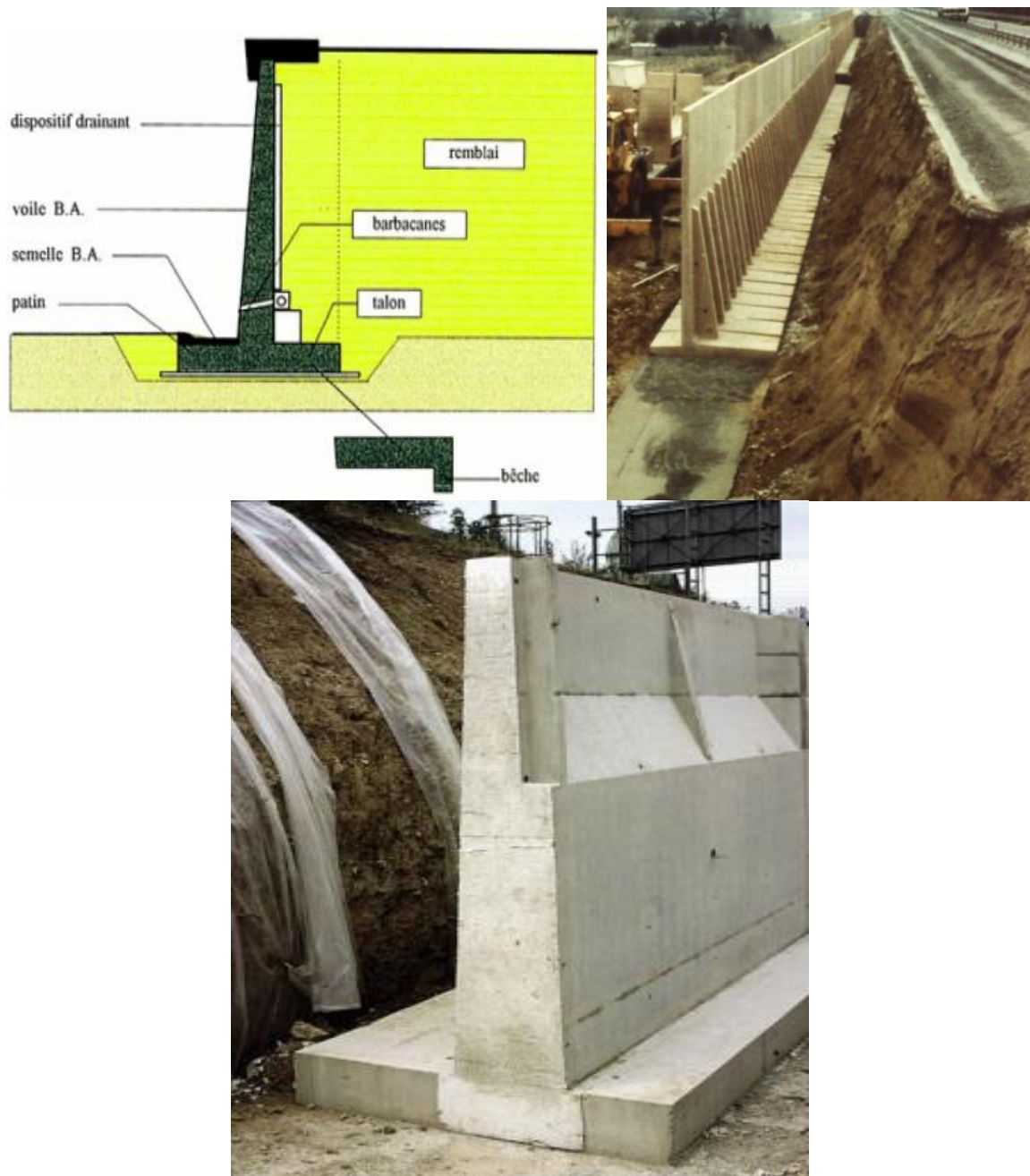




**Figure 2.3 : Mur en gabions.**



**Figure 2.4 : Mur poids en béton.**



**Figure 2.5 : Murs en béton armé « cantilever »**

- **Les ouvrages souples :**

Ces ouvrages sont appelés aussi par les ouvrages flexibles si la surface de contact sol/mur est Déformable, on cite d'exemple dans cette catégorie les rideaux de palplanches, les parois Moulées, etc....

Les rideaux de palplanches sont le plus souvent des profils en acier formant des panneaux jointifs pouvant couvrir une largeur importante du terrain à soutenir [14].

Les parois moulées sont des écrans de soutènement souple formés de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbes, généralement en béton (armé ou non armé), avec une hauteur de quelques dizaines de mètres.



**Figure 2.6 : Rideaux de palplanches.**



**Figure 2.7 : Parois moulées ou préfabriquées.**

#### **II.4.3.2. Le clouage :**

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs (poids de la masse qui glisse) vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. la démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité du massif. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, micro pieu, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

- **Les pieux :**

Les pieux sont des colonnes élancées encastées dans le sol sur une grande profondeur, ayant pour fonction de transmettre les charges d'un ouvrage au sol en profondeur, sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle.

Plusieurs types de pieux existe dont On cite :

- Les pieux forés : Ils sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit ensuite de béton. S'il y'a risque d'éboulement, on utilisera les pieux forés tubes a il est possible d'utiliser de la bentonite pour maintenir les parois du forage. Pour augmenter ainsi la cohésion du sol en place.

- Les pieux fonçés : ce sont des pieux en béton armé préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.
- Les micro-pieux : ces sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm utilisés dans le renforcement du sol et la reprise en sous-œuvre.

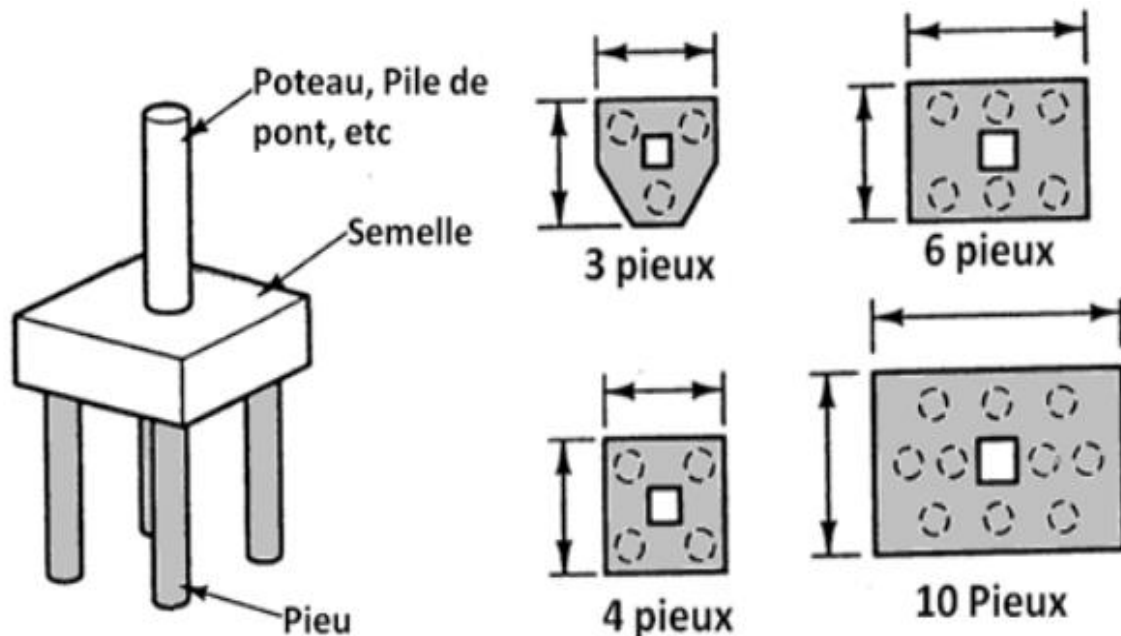
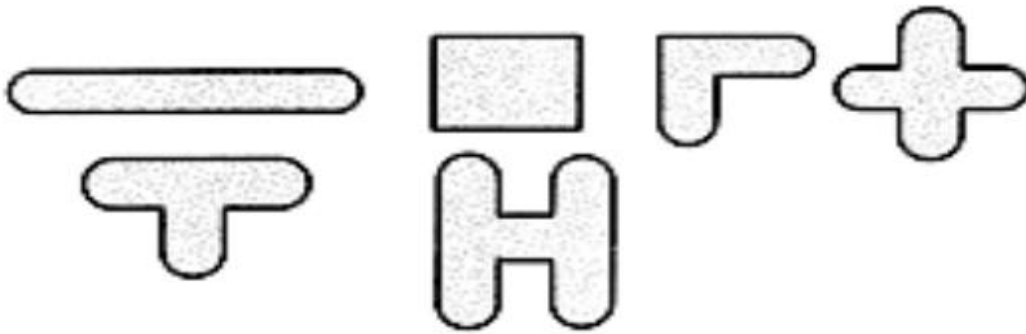


Figure 2.7: Schéma de groupe de pieux.

- **les barrettes :**

La barrette est un mur de soutènement en paroi moulée, se comportant en tant que fondation continue enfouie en profondeur, recevant une charge périphérique répartie selon sa longueur. C'est le cas par exemple d'un bâtiment comportant des sous-sols soutenus par des murs en paroi moulée, et des voiles périphériques reposant sur ces murs. Ces derniers remplissent la double fonction de soutènement définitif et de fondation profonde.

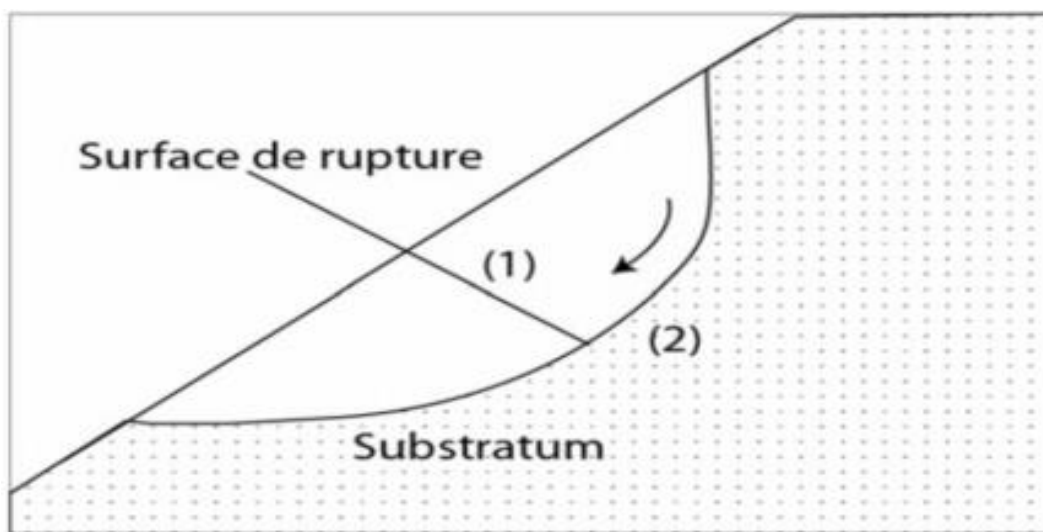


**Figure 2.8:** Différentes forme d'une barrette

### II.5. Méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes :

L'objectif d'un calcul de stabilité d'un talus est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste de massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture.



**Figure 2.9:**Description de la surface de rupture.

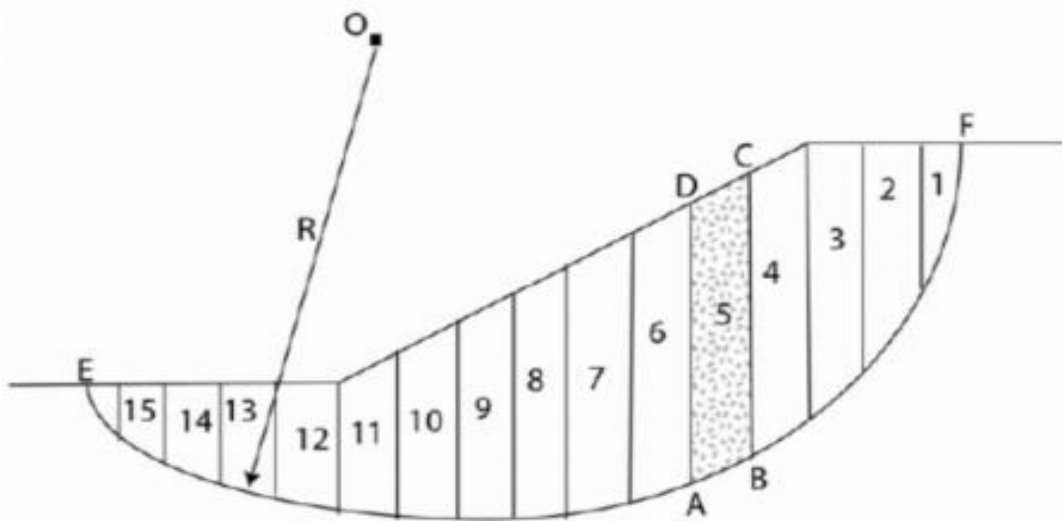
Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes numériques.
- Les méthodes des abaques.

### II.5.1. Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite (Méthode Des Tranches) :

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture [15].

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres de talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement [16].



**Figure 2.10 : Description de découpage en tranches avec la surface de rupture**

#### II.5.1.1. Méthode De FELLENIUS (1936) :

On considère dans cette méthode Appelée aussi méthode suédoise ou méthode ordinaire, que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- les efforts inter-tranches (horizontaux et verticaux) sont négligés.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.
- L'équilibre étudié est l'équilibre des moments [14].

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la

composante tangentielle de  $R_n$  [16] d'après la loi de Coulomb, ou :

$$R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan\phi_n \quad (31)$$

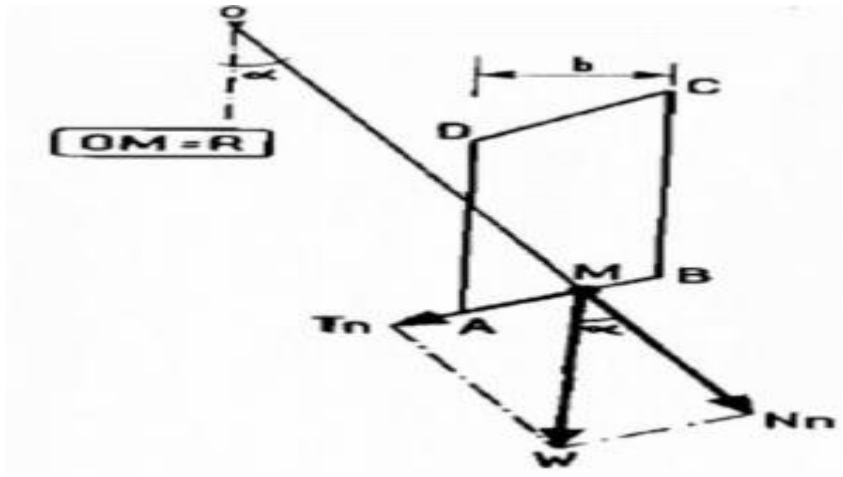


Figure 2.11 : Démonstration des forces agissant sur une tranche.

L'expression du facteur de sécurité s'écrit comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i \frac{b_n}{\cos\alpha_n} + W_n \cdot \cos\alpha_n \cdot \tan\phi_n)}{\sum_1^m W_n \cdot \sin\alpha_n} \quad (32)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul du  $F_s$  sont donc :

$b$  : La largeur des tranches.

$\alpha$  : L'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

La hauteur de la tranche pour le calcul du poids  $W$ .

### II.5.1.2. Méthode De BISHOP Simplifiée (1954) :

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- l'équilibre étudié est l'équilibre des moments.
- Les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls [17].



Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i \cdot b_i + W_i \cdot \tan \varphi_i)}{m_\alpha \cdot \sum_1^m W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (33)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{F_s} \right)$$

Pour déterminer  $F_s$  il faut procéder par des itérations successives, la première itération est faite en adoptant comme valeur  $F_{s0}$  le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de FELLENIUS (ne vérifie pas l'équilibre des forces) [16].

### II.5.2. Méthode numérique (MEF) :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens. Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu.

La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. La MEF est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable [18].

### II.5.3. Méthode des Abaques :

Le principe de cette méthode consiste en l'estimation de facteur de sécurité en fonction de plusieurs paramètres : la hauteur de gradin (Hg) et l'angle d'inclinaison ( $\alpha$ ) qui représentent les paramètres de talus ; le poids volumique ( $\gamma$ ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ), qui représentent les paramètres de matériau à étudier [16].

Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de HOEK, de FELLENIUS, de BISHOP-MORGENSTERM (1960) et de MORGENSTERM (1963).

**L'abaque De HOEK** : est utilisée pour calculer le coefficient de sécurité  $F_s$ , il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y).

Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant. Les fonctions X et Y sont définies par les formules suivantes :

$$X = \alpha - (1.2\varphi) \quad (34)$$

$$Y = \frac{\gamma \cdot H_g}{c} \quad (35)$$

Où :  $\alpha$  = angle du talus.

$\varphi$  = angle de frottement interne.

$\gamma$  = poids volumique de la roche (kN/m<sup>3</sup>).

$H_g$  = hauteur du gradin (m).

$c$  = cohésion de la roche (kN).

L'abaque de HOEK permet aussi de déterminer les fonctions réciproques de facteur de sécurité, c'est-à-dire de déterminer la hauteur critique des gradins et l'angle d'inclinaison critique de talus en fonction d'un facteur de sécurité critique [16].

## II.6. Facteurs de sécurité :

Le calcul de stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistant au glissement aux forces provoquant le glissement [16.19].

$F_s$  = momoents des forces résistance au mouvements/moments des forces provoquant le mouvement [16.19].

Théoriquement :

- $F_s > 1$ , le talus est stable.
- $F_s < 1$ , le talus ne peut que glisser.
- $F_s = 1$ , le talus est en état d'équilibre limite.

Mais dans la pratique, le coefficient  $F_s$  est compris entre 1,15 et 1,30 jusqu'à 1,50 en Tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurait [16.19].

**II.7. Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons cité les différentes méthodes de confortement et leurs applications suivant le type et la cause de glissement du versant, le risque et la faisabilité de la solution. Ces méthodes peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments de soutènements.

Il existe différentes méthodes de calcul de stabilité avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

# **Chapitre III**

## **Compagne géotechnique**

### **III.1 Introduction :**

Dans tout projet de construction, une compagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire. Elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (nature des matériaux du sol, profondeur des couches, niveau de la nappe...), et de déterminer certains paramètres décrivant le comportement du sol (résistance, déformation...). Ces paramètres servant à la conception et au calcul des ouvrages géotechniques.

### **III.2 Généralités sur le site d'étude :**

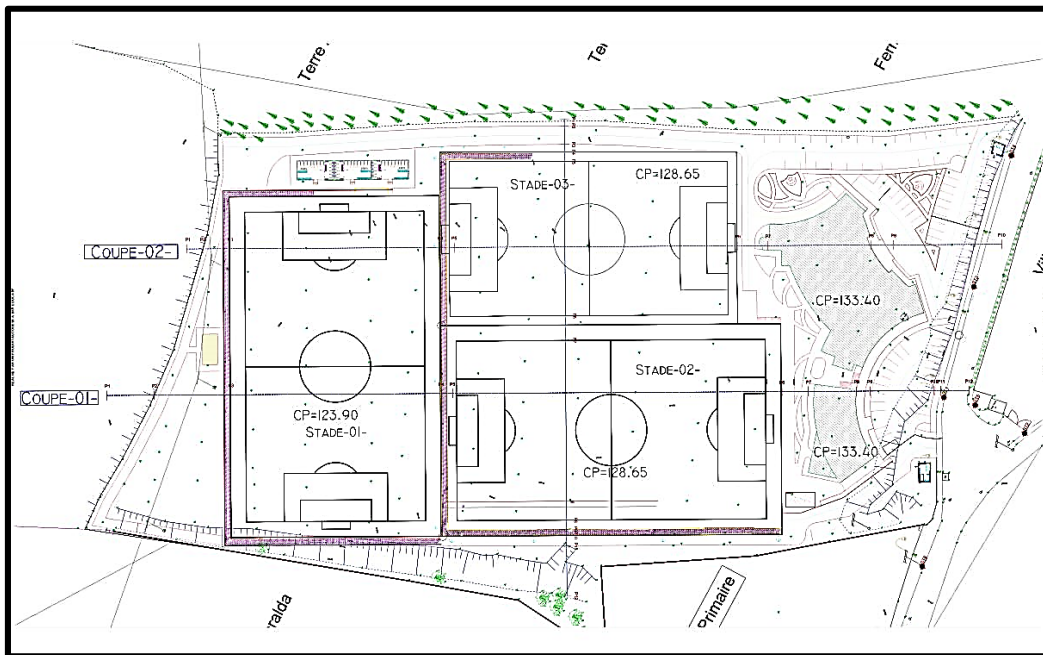
#### **III.2.1 Description du projet d'étude :**

Le projet d'étude se résume en un centre sportif au profit de la S.S.P.A MOULOUDIA CLUB D'ALGER (M.C.A). Le projet se situe dans la wilaya d'Alger, commune de Zéralda.

Le centre sportif est projeté sur un terrain d'une superficie de 27900 m<sup>2</sup>, composé de 3 terrains de jeux d'une superficie totale de 18200 m<sup>2</sup> (un terrain de 8200 m<sup>2</sup> de gazon naturel adapté pour les séniors, et deux terrains de 5000 m<sup>2</sup> de gazon artificiel adapté pour les autres catégories), un bloc administratif R+2 (qui sera prêt de l'entrée du centre pour permettre une gestion fiable), une salle de sport couverte d'une superficie de 600 m<sup>2</sup> annexé par un centre d'hébergement (pour une capacité d'accueil de trente personnes) qui sera l'élément central du projet vu son importance. Il sera conçu à proximité des espaces, des équipements et toutes les commodités offertes par le centre sportif (figure 3.1).

La salle du sport sera entourée des terrains de jeux pour crée un pole pour le centre sportif, qui permet l'utilisation et l'accès a tous les espaces.

Le terrain se trouve sur une pente d'un angle qui varie entre 8° et 12°

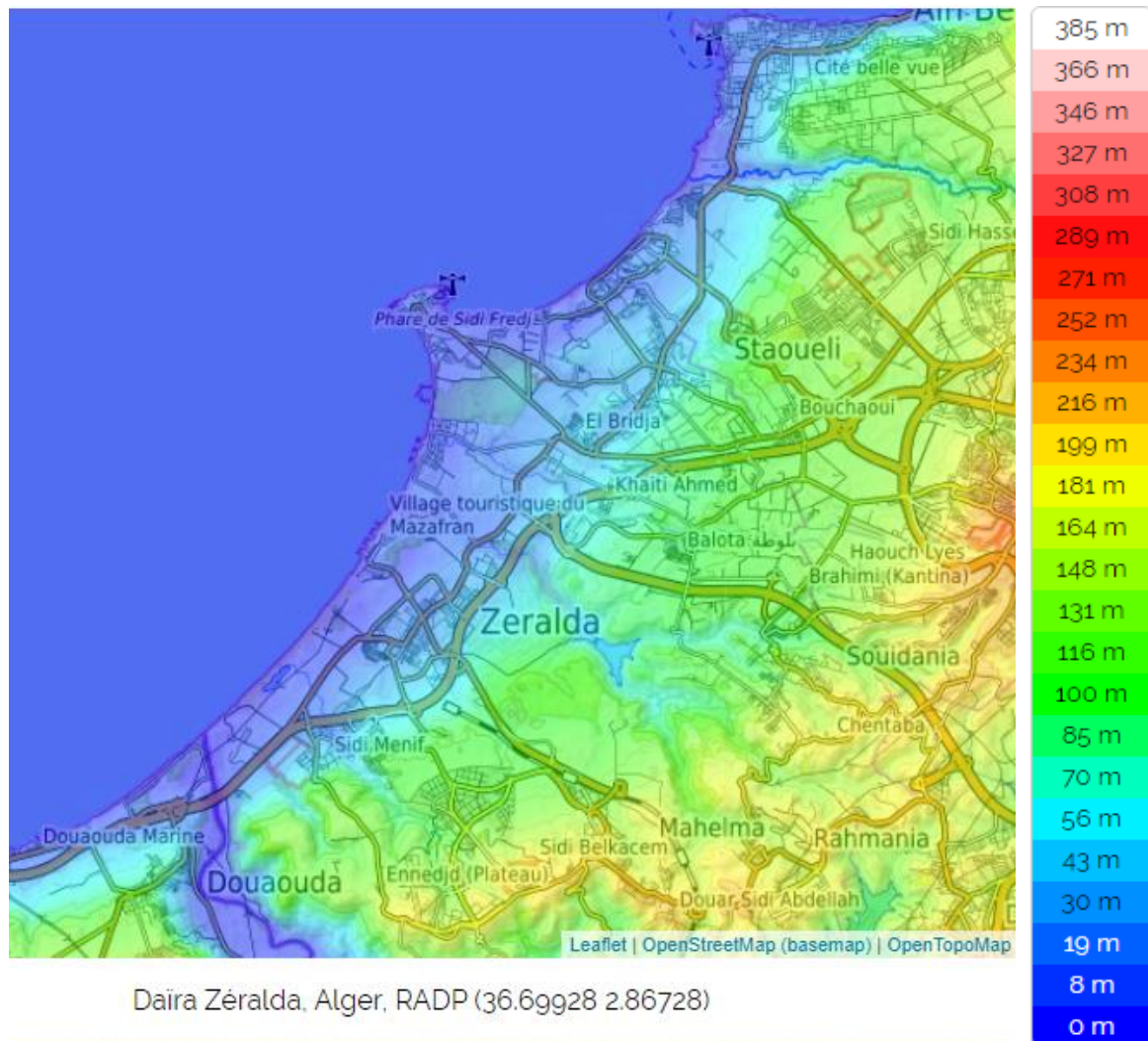


**Figure 3.1 : Plan de masse.**

### III.2.2 Situation géographique :

La zone d'étude se situe à Zéralda, à 27 km au ouest d'Alger, elle fait partait du Sahel. Cette dernière limitée au sud la plaine de la Mitidja et au nord par la plaine côtière (figure 3.2). Zéralda est limitée comme suit :

- Au nord par la commune de Staoueli.
- Au sud par la forêt de Mahelma.
- A l'est par la commune de Mahelma.
- A l'ouest par la commune de Douaouda.



**Figure 3.2 : plan de situation.**

Le site d'étude se présente sous forme d'un talus de faible pente, avec une dénivelée allant jusqu'aux environs de 20m. Le site est délimité par des terrains agricoles à l'Est ainsi que la gare ferroviaire de Zéralda, un lotissement en R+1 au Sud, l'Hôpital de Zéralda à l'Ouest et terrain agricole et la Rocade Nord au nord (figure 3.3).



**Figure 3.3 : photo de situation du projet.**

### III.2.3 Aspect géologique et hydrogéologique :

L'étude géologique est nécessaire pour déterminer les caractéristiques géologiques (stratigraphiques, structurelles et hydrogéologiques) du site retenu pour le projet et les problèmes liés à l'instabilité des assises géologiques.

#### III.2.3.1 Géologie régionale :

La géologie régionale dont fait partie le site, est tirée de la carte géologique de KOLEA au 1/50000<sup>ème</sup> (figure 3.4). Les différentes formations de sol rencontrées dans cette région peuvent être regroupées comme suit :

- Dépôts quaternaire
  - Grès et sable de Zéralda  $q^d$
  - Grès et sable de Castiglione  $q^{d'}$
  - Alluvions anciennes  $q''$
- Dépôts pliocène
  - Dépôts caillouteux du plateau de St Ferdinand  $P_a^2$
  - Grès et sables du plateau de Fouka  $P^2$
- Dépôts du miocène
  - Argile Sahéliennes  $m^4$
  - Marnes du cartennien  $m^1_c$





**Figure 3.4 : Esquisse géologique de la région de ZERALDA.**

### **III.2.3.2 Géologie locale :**

La géologie locale est formé en sa base par un substratum marneux surmontée d'un niveau de sable argileux grésifié recouvert par de l'argile limono-sableuse rougeâtre.

### **III.2.3.3 Hydrogéologie du site :**

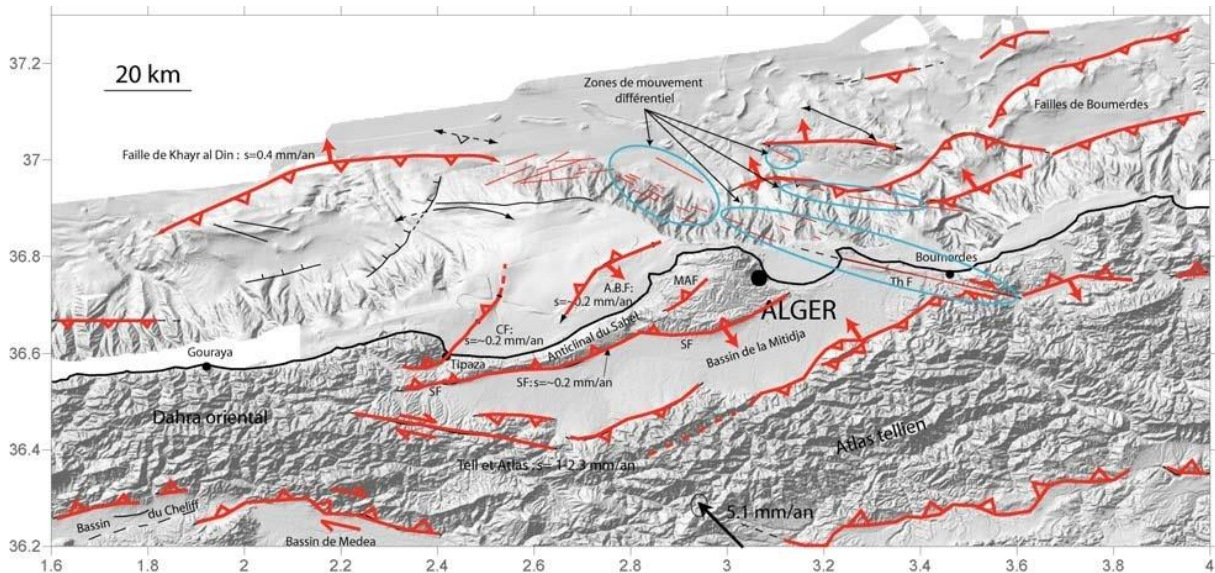
Les ressources en eau naturelle et renouvelable sont définies par les écoulements superficiels et souterrains formés ou entrant dans le territoire. Elles sont chiffrées sur la base des données hydrologiques, en se référant à une période assez longue pour que les valeurs moyennes utilisées puissent être considérées comme stables. Le bilan des ressources en eau est réalisable à partir des monographies hydrologiques existantes sur des bassins versants élémentaires.

La nature du sol en surface à éléments grenus, favorise l'infiltration des eaux pluvieuses en profondeur.

### III.2.4 Aspect sismique :

#### III.2.4.1 Sur le plan tectonique :

La région d'étude est localisée en zone active, dont deux failles principales actives sont au voisinage de la région, à savoir la faille de Mehalma (MAF) et la faille d'Ain Benian (ABF) (figure 3.5).



**Figure 3.5 : Carte des structures actives de la région d'Alger**

**MAF : Faille de Mahelma, A.B.F : Faille d'Ain Benian**

#### - la faille de Mahelma :

Glangeaud et al. (1952) décrit des déformations tectoniques d'âge Quaternaire qui auraient affectés la région de Mahelma. Cette région correspond à l'extrémité occidentale de l'un des plis anticlinaux orienté ENE-WSW de Mahelma-Oued Kerma (Birtouta-Baba Ali). Au NE de Mahelma, la terrasse marine de 125 m, en position subhorizontale dans la région d'Alger, est brusquement redressée à la verticale en ce point (Glangeaud et al. 1952).

#### - Faille d'Ain Benian :

La première éventuelle structure active dans le massif de Bouzareah est une faille d'orientation E-O devant traverser le havre d'Alger pour s'étendre vers l'ouest le long de l'Oued Beni-Messous jusqu'à ses bouches à Ain Benian.

### III.2.4.2 Sur le plan sismique :

Le zonage sismique 2003 (arrêté du 11 Janvier 2004 portant approbation du document technique réglementaire relatif aux «règles parasismiques algériennes RPA99/ version 2003»). Le zonage sismique du territoire algérien montre que la bande tellienne notamment dans sa frange littorale est soumise au degré d'aléas sismique le plus élevé (Zone III) dont fait partie le site du projet (figure 3.6). Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub>: sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

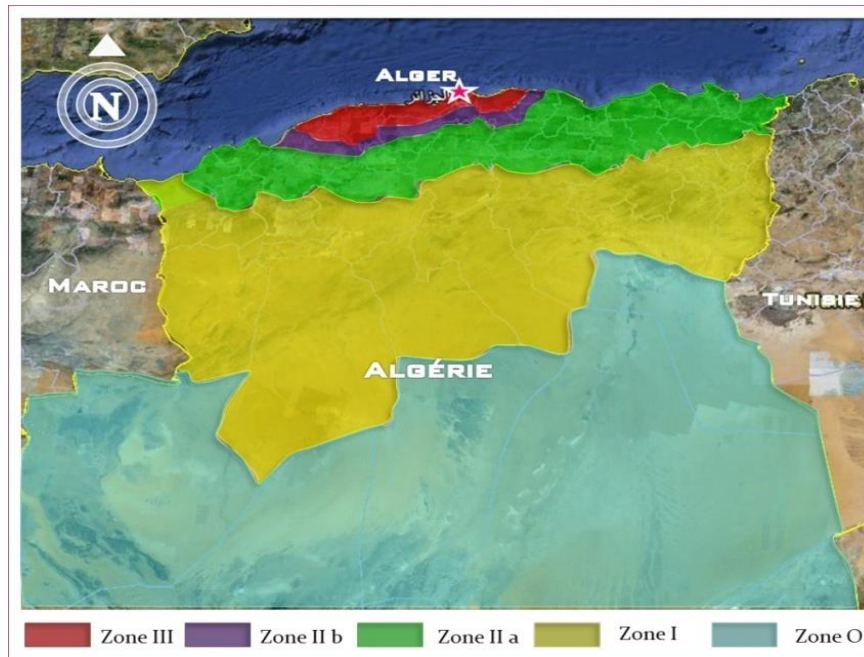


Figure 3.6 : Carte zonage sismique du territoire national.

### III.3 Investigation géotechnique :

Afin d'étudier le comportement géotechnique du sol d'assise et d'arrêter les conditions des fondations de l'ouvrage projeté, des travaux de reconnaissance géotechnique, qui permettent de prévoir les problèmes qui peuvent surgir lors de l'étude d'un projet de construction, ont été élaboré par le laboratoire nationale de l'habitat et de la construction LNHC.

La compagne des travaux géotechniques est composée d'essais in-situ et d'essais en laboratoire pour connaître la nature géologique des différentes couches en profondeur, et étudier la résistance dynamique du sol.

Le programme élaboré porte sur :

- Sept (7) sondages carottés de 6 m de profondeur, parmi eux, 3 équipé par des essais de perméabilité Lugoen.
- Six (6) sondages carottés équipé par des essais SPT chaque 1.50 m. 4 de ces sondages sont de 10 m de profondeur, et 2 de 12 m de profondeur.
- Huit (8) essais au pénétromètre dynamique lourd.
- Sept (7) fouilles de reconnaissance.
- Des essais au laboratoire (physique, mécanique et chimique).

### **III.3.1 Reconnaissance in situ :**

#### **III.3.1.1 Sondages carottés :**

Les sondages carottés permettent de déterminer précisément les natures et les limites mécaniques des différentes couches géologiques rencontrées ainsi que d'effectuer des prélèvements d'échantillons non remaniés. Cette opération est réalisée par la mise en station d'un outil de forage, la réalisation du carottage sur une profondeur prédéfinie, mise en caisse des carottes de roche, étiquetage, conservation et caractérisation. Un échantillon non remanié se prélève au sein de chaque sondage afin de réaliser des essais en laboratoire.

Le principe des sondages carottés est de venir découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif) (figure 3.7).

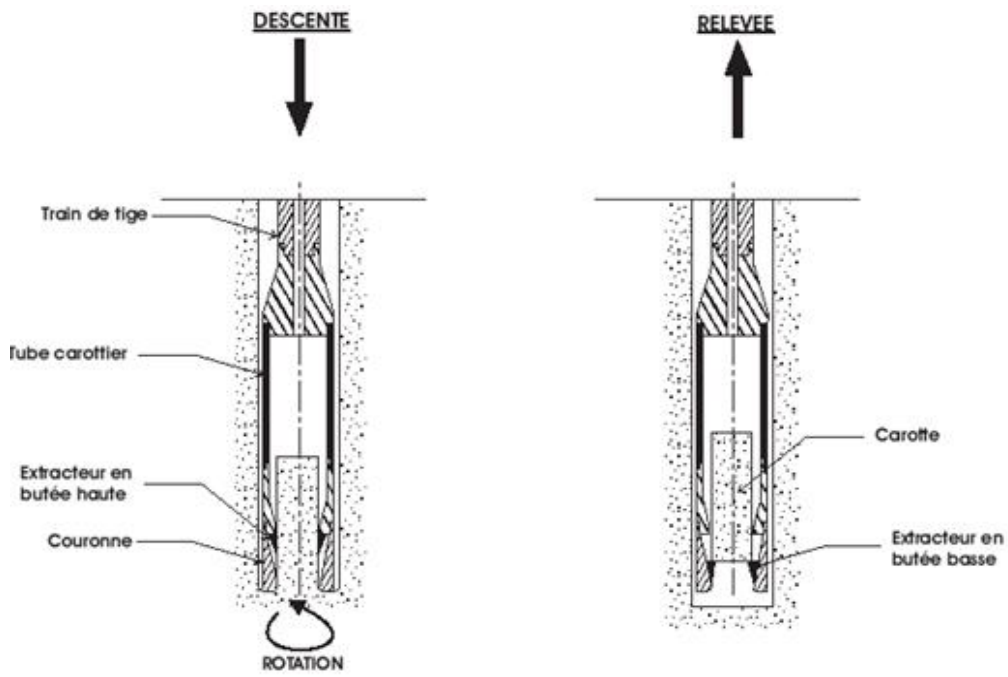


Figure 3.7 : schéma de carottage rotatif.

Pour cette étude, les (13) sondages carottés ont été implantés sur le site (figure 3.8), les résultats sont représentés ci-dessous (tableau 12).

Les coupes lithologiques seront présentées en annexe.

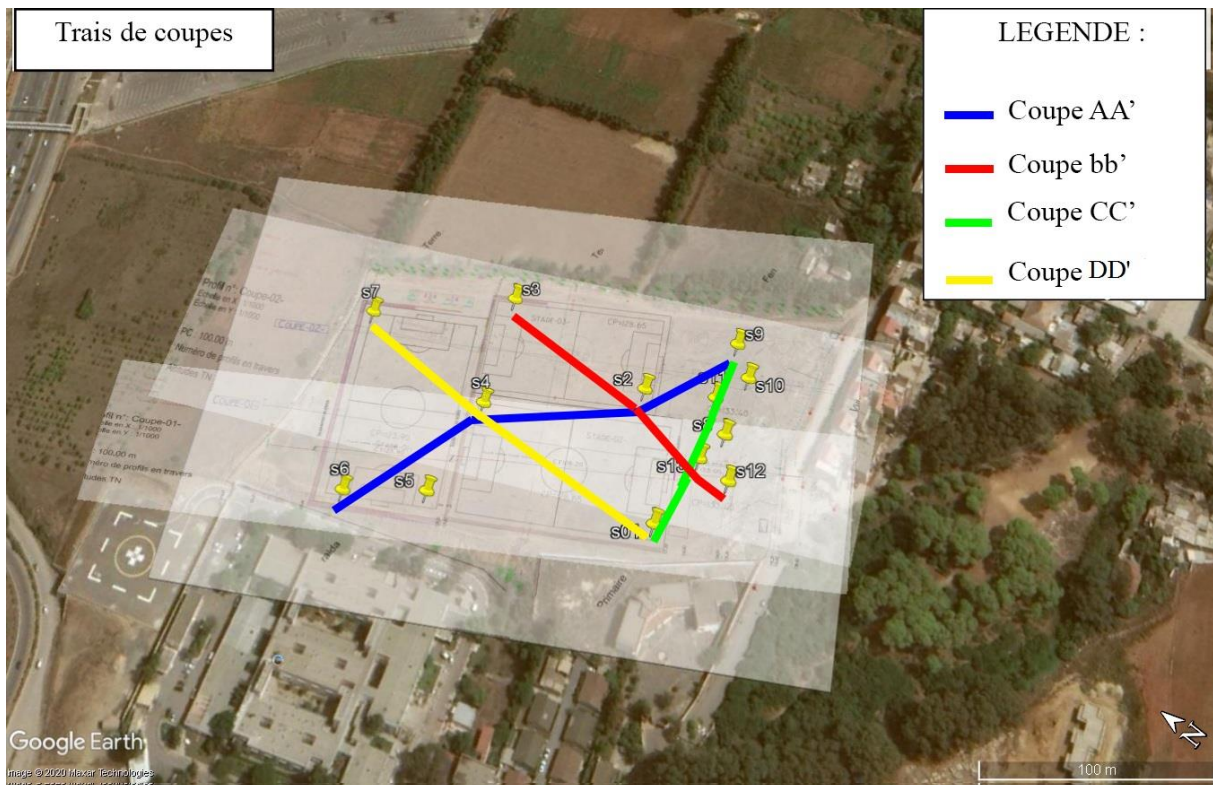


Figure 3.8 : implantation des sondages carottés sur le site (carte superposition).

Tableau 12 : Types de couches de sols constituant le site étudié

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC1	0.00 – 0.30	Terre végétale
	0.30 – 6.00	Marne calcareuse altéré bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC2	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 4.00	Argile marneuse très calcareuse bariolée
	4.00 – 6.00	Marne peu calcareuse altéré bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC3	0.00 – 0.30	Terre végétale
	0.30 – 1.00	Argile très graveleuse peu calcareuse peu sableuse marron jaunâtre a rougeâtre
	1.00 – 2.80	Argile marneuse très calcareuse bariolée
	2.80 – 6.00	Marne calcareuse altéré bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC4	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 3.00	Argile limoneuse sableuse et très graveleuse marron rougeâtre
	3.00 – 6.00	Dépôt alluvionnaire dans une matrice argileuse

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC5	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 0.90	Argile limoneuse sableuse et graveleuse rougeâtre
	0.90 – 6.00	Dépôt alluvionnaire dans une matrice argileuse

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC6	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 1.20	Argile sableuse et très graveleuse rougeâtre
	1.20 – 3.00	Sable argileux marron jaunâtre
	3.00 – 6.00	Dépôt alluvionnaire dans une matrice argileuse

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC7	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 1.00	Argile sableuse limoneuse rougeâtre
	1.00 – 1.80	Sable argileux à trace de calcaire
	1.80 – 6.00	Sable grossier marron

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC8	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 0.60	Sable argileux limoneux marron rougeâtre
	0.60 – 3.00	Sable intercalé par des blocs grès
	3.00 – 12.0	Marne peu calcaireuse altéré bariolée

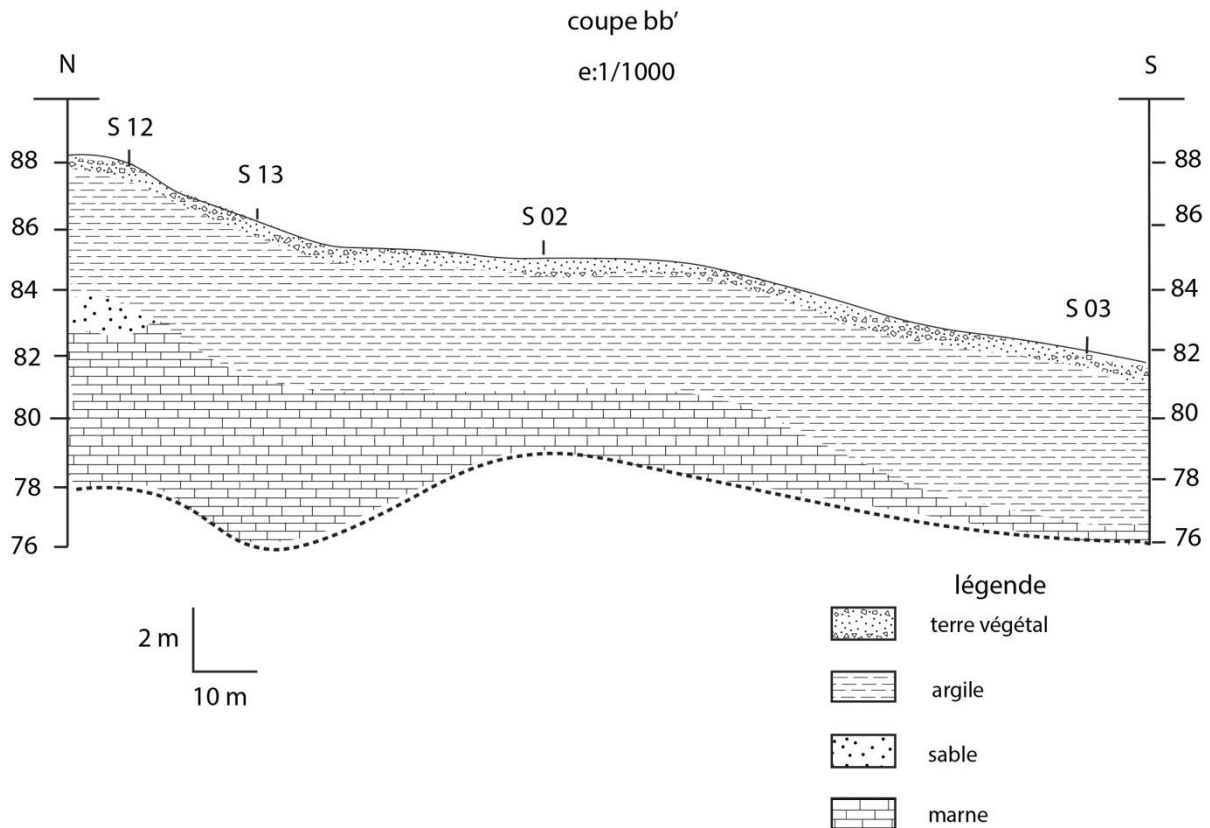
Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC9	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 1.50	Argile limoneuse sableuse peu graveleuse rougeâtre
	1.50 – 4.00	Argile marneuse très calcaireuse bariolée
	4.00 – 4.50	Passage alluvionnaire
	4.50 – 12.0	Marne peu calcaireuse altéré bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC10	0.00 – 0.30	Terre végétale
	0.30 – 1.60	Argile limoneuse graveleuse rougeâtre
	1.60 – 5.00	Sable argileux intercalé par des blocs gréseux
	5.00 – 6.00	Argile marneuse graveleuse et calcaireuse bariolée
	6.00 – 10.0	Marne altéré bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC11	0.00 – 0.30	Terre végétale
	0.30 – 2.00	Argile sableuse limoneuse rougeâtre
	2.00 – 4.80	Dépôt alluvionnaire dans une matrice argileuse
	4.80 – 10.0	Marne altéré bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC12	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 1.50	Argile limoneuse sableuse graveleuse rougeâtre
	1.50 – 4.00	Argile calcaireuse peu sableuse marron beige
	4.00 – 5.00	Roche gréseuse
	5.00 – 8.50	Marne peu calcaireuse altéré bariolée
	8.50 – 10.0	Marne bariolée

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC13	0.00 – 0.20	Terre végétale
	0.20 – 1.00	Argile peu sableuse et graveleuse marron rougeâtre
	1.00 – 4.60	Calcaire peu argileux sableux avec passage de grès entre 1.5m et 2m
	4.60 – 8.00	Marne peu calcaireuse altéré bariolée
	8.00 – 10.0	Marne bariolée



**Figure 3.9 : coupe lithologique BB'.**

#### **Description lithologique :**

Les sondages carottés ont mis en évidence qu'on a un sol hétérogène constitué d'une couche de terre végétale de 30 cm d'épaisseur, suivi par une couche d'argile qui profonde jusqu'à 6m, décomposé en argile limoneuse sableuse rougeâtre d'une épaisseur maximale de 2.8 m, et en argile marneuse d'une épaisseur maximale de 3.8 m.

On note aussi la présence de sable argileux de 1m jusqu'à 5m de profondeur pour une épaisseur maximale 3.4 m, intercalée par des blocs de grés en certains endroits.

Ces couches supérieures sont posées sur une marne altérée bariolée (peu calcaireuse) qui apparait à partir de 2.8m profondeur.

Quelques sondages ont montré qu'il existe des dépôts alluvionnaires en dessus de la marne, ainsi que la présence d'une roche gréseuse de 1 m d'épaisseur trouvé dans le sondage (SC12).

#### **III.3.1.2 Essai de pénétration dynamique :**

L 'essai de pénétration dynamique type « Borro B2 » de norme (NF P 94- 115) consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe



débordante et on compte le nombre de coups « N » correspondant à un enfoncement de 20 cm. La résistance dynamique de pointe du sol (Rd) est donnée conventionnellement, à partir du nombre mesuré « N » en appliquant la formule de battage dite des « Hollandais ».

$$q_d = \frac{N*(M^2*H)*L}{(M+M')*A} \quad (17)$$

Avec : M : masse du mouton (Kg).

N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement de 20 cm.

L : enfoncement de référence = 20 cm.

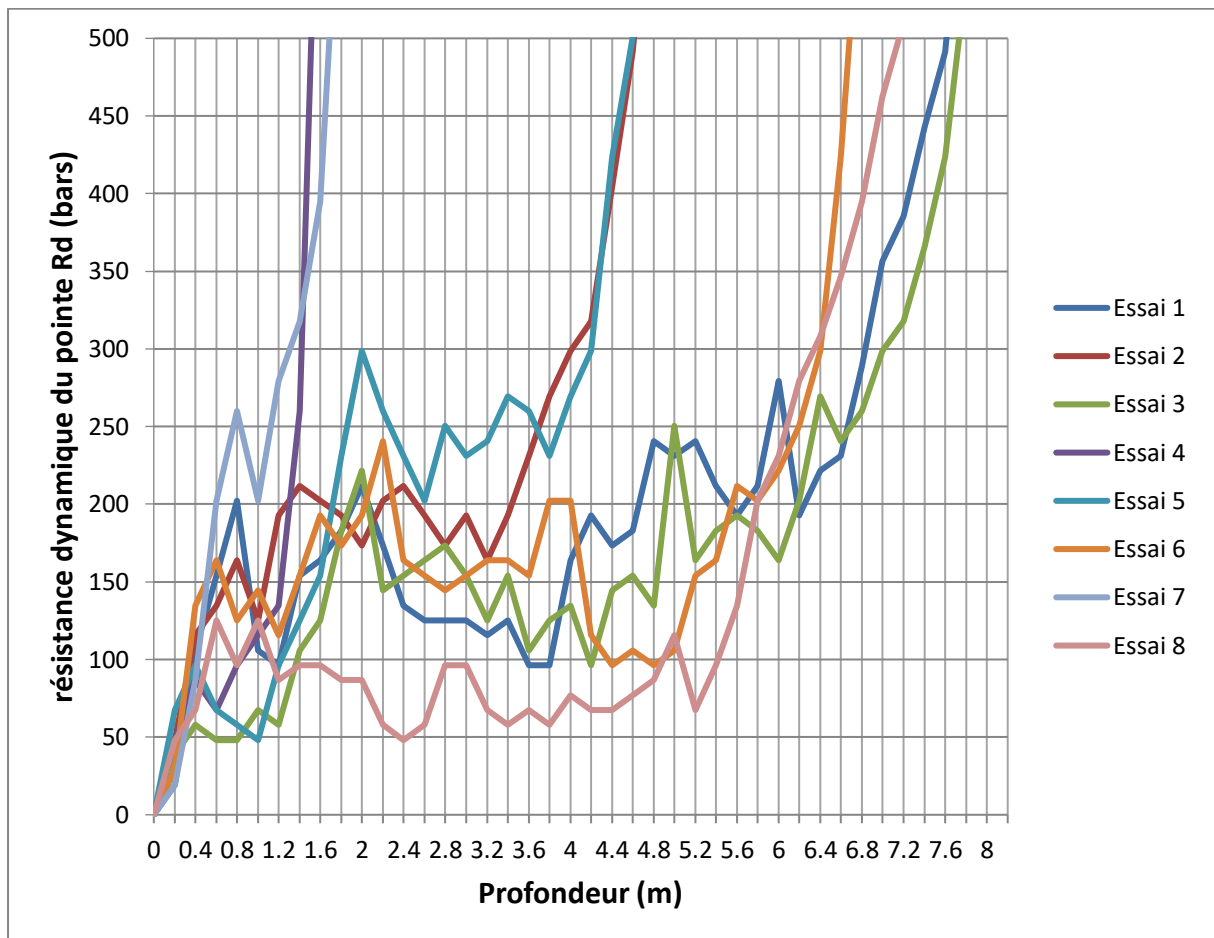
M' : masse des tiges (Kg).

A : section droite de la pointe (m<sup>2</sup>).

H : hauteur de chute (cm).

Huit (08) essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur place afin d'étudier l'évolution de la résistance dynamique du sol, l'appareil utilisé sur site est de type "BORRO B2".

Les résultats de ces essais sont montrés sous forme de documents graphiques appelés « PENETROGRAMMES » (figure 3.10), qui représente la résistance dynamique de pointe en fonction de la profondeur.



**Figure 3.10 : variation de la résistance dynamique en fonction de la profondeur pour les (8) sondages.**

L'interprétation des résultats obtenus nous ont permis de conclure que le terrain étudié est caractérisé par des bonnes résistances à la pénétration dynamique où la résistance dynamique dépasse les 40 bars à partir de 1.00 m de profondeur et avec un refus de 500 bars entre 5 m et 8.2 m de profondeur. Aux sondages (4) et (7) on atteint le refus avant les deux premiers mètres due à la présence des cailloux et des graves.

### III.3.1.3 Sondages pressiométriques :

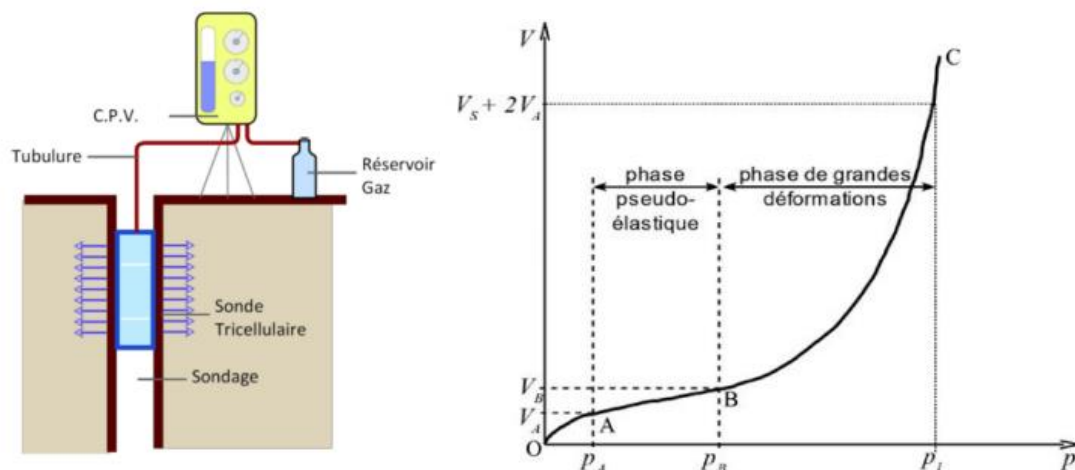
L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. Il permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol, tel que :

- Le module pressiométrique  $E_M$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.

- La pression limite  $P_L$  qui caractérise la résistance de rupture du sol.

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois le critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

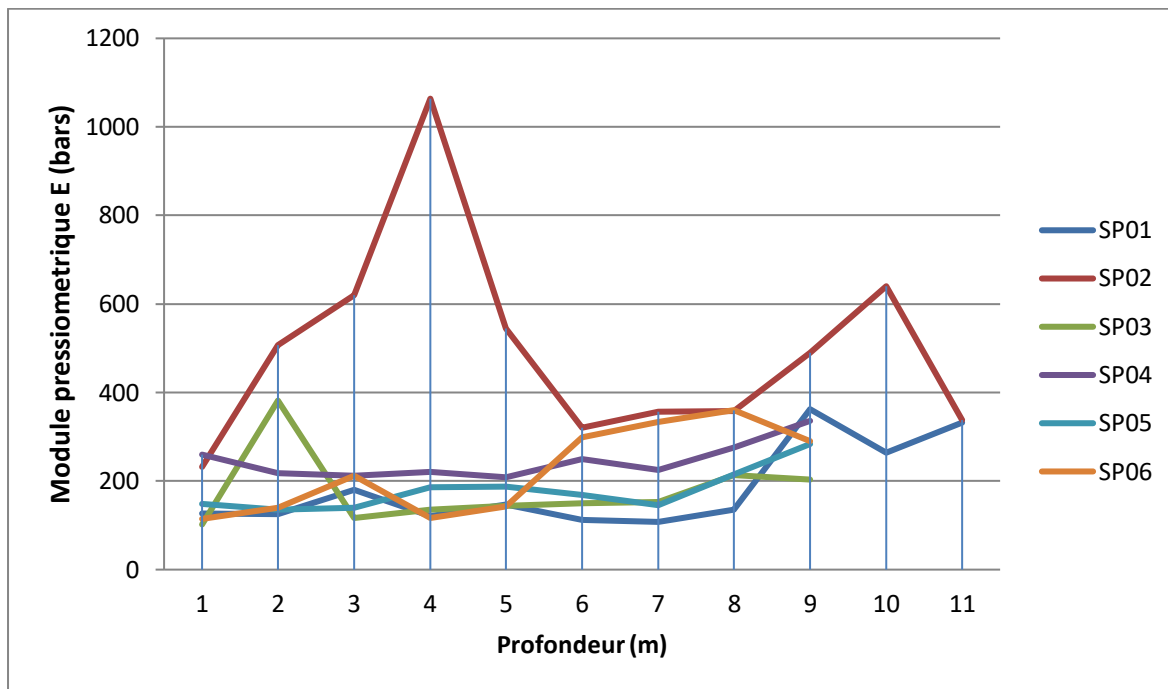
Cet essai consiste à délatrer radialement dans un forage préalable une sonde cylindrique comprend une cellule central de mesure et 2 cellule de garde, le CPV (contrôleur pression-volume) introduit un liquide dans la cellule de mesure et une pression dans les cellules de garde au moyen d'un gaz l'essai est répété à différents profondeur afin de suivre avec précision les variations de la résistance du terrain en fonction de la profondeur (figure 3.11).



**Figure 3.11 : Schéma de L'essai pressiométrique en place avec une courbe pressiométriques Ménard.**

Six (06) sondages pressiométriques de reconnaissance ont été réalisés d'une profondeur varie entre 10.0 m et 12.0 m, avec des essais pressiométriques chaque 1.00 mètre.

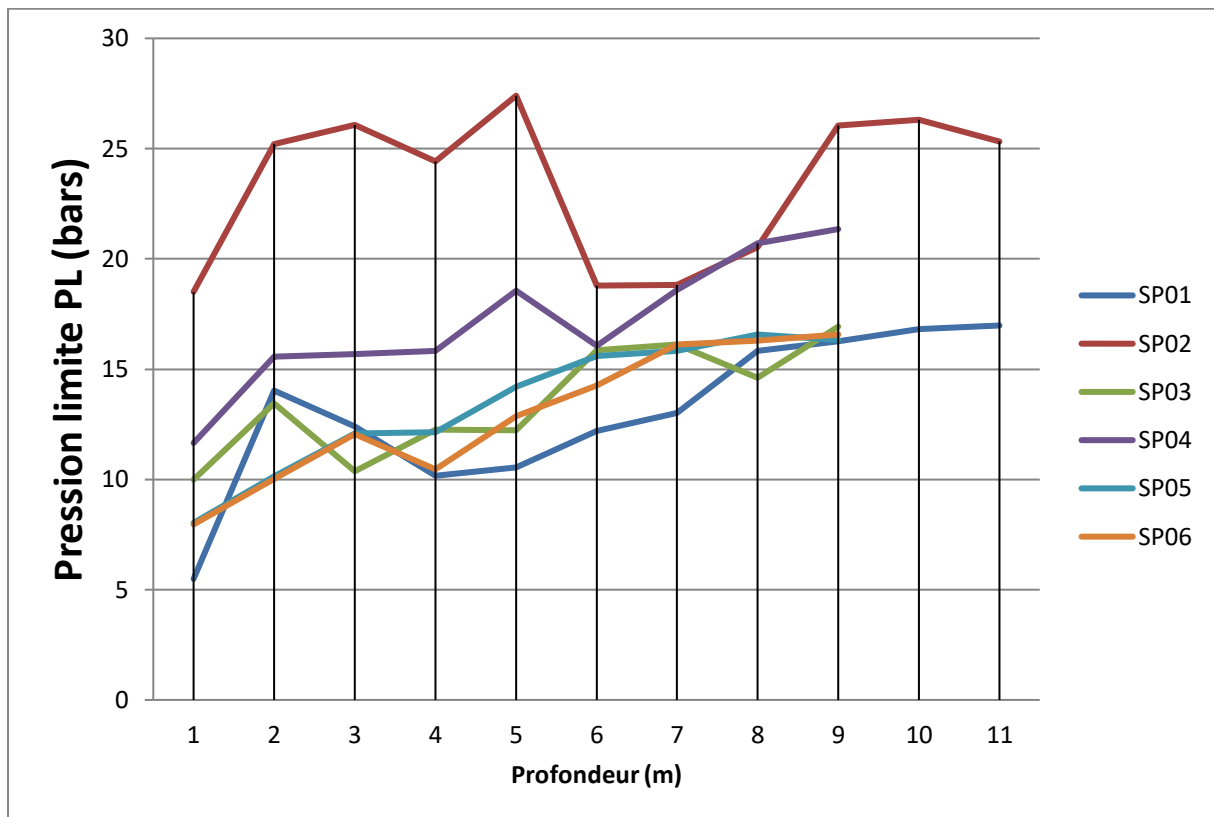
Les résultats de ces essais sont représentés dans les graphes ci-dessous (figure « 3.12 » « 3.13 » « 3.14 »):



**Figure 3.12 : variation du module pressiométrique E en fonction de la profondeur pour les (6) sondages.**

Les résultats obtenus dans les sondages SP (01, 03, 04, 05, 06) à la profondeur de 1 à 5m montrent que les valeurs de module pressiométrique varient entre 100 et 259 bars correspondant à une formation d'argile raide à très raide d'après la classification des sols selon le module pressiométrique  $E_M$ . Le sondage SP03 donne une valeur de  $E=381.71$  bars due à la présence des graves et de calcaire.

Le sondage SP02 montre une formation de sable très dense ou  $E > 225$  bars. Quand on dépasse la profondeur de 5m, on retrouve une couche de marne très raide à dure, par contre le sondage (SP01) à monter une formation raide à cause de l'altération de la marne.

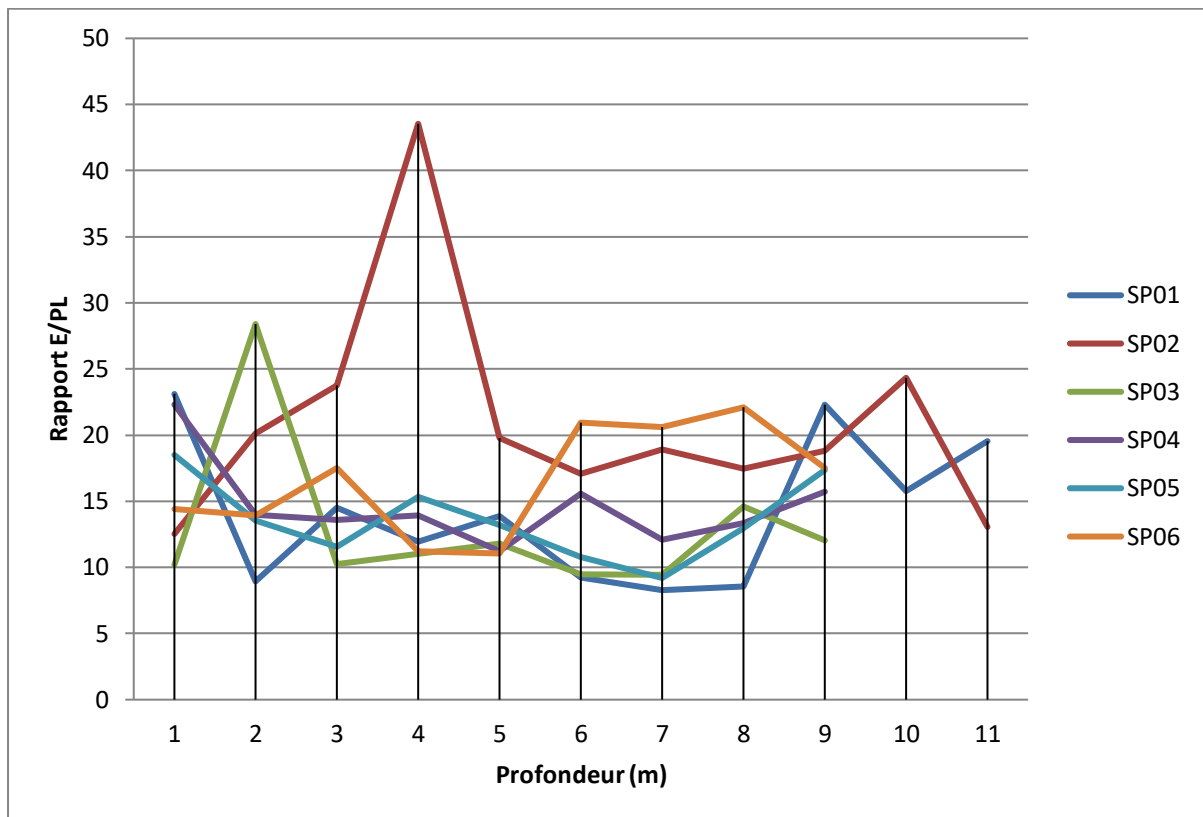


**Figure 3.13 : variation de la pression limite  $P_L$  en fonction de la profondeur pour les (6) sondages.**

Les graphes de la pression limite à la profondeur de 1 à 5m, indiquent une formation d'argiles et limons ferme, avec des sables et graves moyennement compacts de class B (selon Fascicule n° 62). Et le sondage SP02 a démontré des sables et graves compacts de class C.

En avançant la profondeur de 5m, on trouve une constitution de marne et marno-calcaire de class A, avec des craies altérés à fragmentées de class B.

Le sondage SP02 a montré une petite couche de marne altéré suivie d'une marne bariolée.



**Figure 3.14 : variation du rapport  $E/P_L$  en fonction de la profondeur pour les (6) sondages.**

Les graphes du rapport  $E/P_L$  montrent qu'à la profondeur de 1 à 5m, les valeurs varient entre 9 et 28.4 correspondant à une formation d'argile normalement consolidé à sur consolidé. Le sondage SP02 indique une couche de sable sur consolidé où  $E/P_L > 12$ .

Quand on dépasse la profondeur de 5m, les valeurs du rapport  $E/P_L$  varient entre 8.28 et 24.33 corrélatif à une formation marneuse sur consolidé. Les valeurs où  $E/P_L < 16$  sont causé par l'altération de la marne.

#### III.3.1.4 Essai SPT :

L'essai SPT consiste à battre un train de tiges muni à son extrémité d'un carottier formé d'un tube échantillonneur, le battage est exécuté à l'aide d'un mouton de masse  $M$  tombant en chute libre d'une hauteur  $H$  fixée. L'essai consiste à compter le nombre de coups  $N$  nécessaire à un enfoncement du carottier de 45 cm fractionné comme suit :

- $N_1$  pour un enfoncement préliminaire de 15 cm dans le but d'éliminer la zone superficielle remaniée.

- N2 et N3 pour des enfoncements en deux étapes de 15 cm chacune.
- Le nombre de coups N pris en compte dans les calculs est :  $N = N2 + N3$

Des essais SPT ont été réalisés au niveau des sondages 08, 09, 10, 11, 12, 13 réalisés avec un palier de 1.50 m dont le but est de :

- Vérifier de phénomène de liquéfaction.
- Calculer la capacité portante.
- Classer le site d'étude.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 13) :

**Tableau 13 : résultats des essais SPT pour les sondages (08, 09, 10, 11, 12 et 13).**

SC08					SC09				
Profondeur(m)	N1	N2	N3	N	Profondeur(m)	N1	N2	N3	N
1.5	R	R	R	<b>R</b>	1.5	19	28	30	<b>58</b>
3.0	R	R	R	<b>R</b>	3.0	8	15	18	<b>33</b>
4.5	12	18	30	<b>48</b>	4.5	20	R	R	<b>R</b>
6.0	13	15	19	<b>34</b>	6.0	16	16	16	<b>44</b>
7.5	21	25	33	<b>58</b>	7.5	11	19	19	<b>41</b>
9.0	31	33	38	<b>71</b>	9.0	15	23	23	<b>58</b>
10.5	32	38	40	<b>78</b>	10.5	38	40	40	<b>82</b>

SC10					SC11				
Profondeur(m)	N1	N2	N3	N	Profondeur(m)	N1	N2	N3	N
1.5	20	28	40	<b>68</b>	1.5	17	29	20	<b>49</b>
3.0	22	30	45	<b>75</b>	3.0	50	60	R	<b>R</b>
4.5	30	49	50	<b>99</b>	4.5	60	R	R	<b>R</b>
6.0	10	19	31	<b>50</b>	6.0	30	31	39	<b>70</b>
7.5	25	29	35	<b>64</b>	7.5	28	35	36	<b>71</b>
9.0	30	38	45	<b>83</b>	9.0	25	41	41	<b>82</b>

SC12					SC13				
Profondeur(m)	N1	N2	N3	N	Profondeur(m)	N1	N2	N3	N
1.5	18	27	44	<b>71</b>	1.5	22	26	33	<b>59</b>
3.0	22	34	41	<b>75</b>	3.0	21	22	41	<b>63</b>
4.5	R	R	R	<b>R</b>	4.5	30	28	39	<b>67</b>
6.0	33	39	46	<b>85</b>	6.0	31	41	41	<b>82</b>
7.5	25	40	44	<b>84</b>	7.5	44	49	60	<b>109</b>
9.0	38	47	57	<b>104</b>	9.0	40	45	60	<b>105</b>

Les résultats récupérés des sondages SC (08, 09) montrent que les valeurs  $N_{spt}$  varient entre 33 et 82 coups, avec une moyenne de 48 coups. On remarque que le nombre de coups ne dépasse pas 44 coups au six (6) premiers mètres de profondeur. Donc ces couches sont compactes, d'après la classification de Terzaghi et Peck.

À la profondeur de (6m à 10.5m) on dépasse les 50 coups, donc ces couches sont denses.

Les sondages SC (10, 11, 12, 13) montrent que les valeurs  $N_{spt}$  varient entre 50 et 104 coups, avec une moyenne de 75 coups relatif à une formation dense.

### **III.3.1.5 Essai d'eau (perméabilité) sur site :**

Les essais d'eau sont réalisés pour déterminer la perméabilité des couches géologiques traversées par les sondages réalisés, les essais sont classés par domaine de perméabilité.

L'essai Lefranc permet une mesure de la perméabilité locale, réalisable lors d'une campagne de sondages géotechniques. Dans la pratique, l'essai teste une épaisseur de sol de l'ordre de 50 cm. Il présente donc un caractère ponctuel et n'est représentatif que si plusieurs essais permettent d'établir une analyse statistique pour éventuellement caractériser des hétérogénéités. L'essai Lefranc permet de caractériser des sols de perméabilité comprise entre ( $10^{-2}$  et  $10^{-7}$  m/s).

Une cavité cylindrique de longueur  $L$  et diamètre  $B$  correspondant au diamètre du forage est ménagée à la partie inférieure du sondage, elle est surmontée d'un tubage de revêtement (figure 3.15).



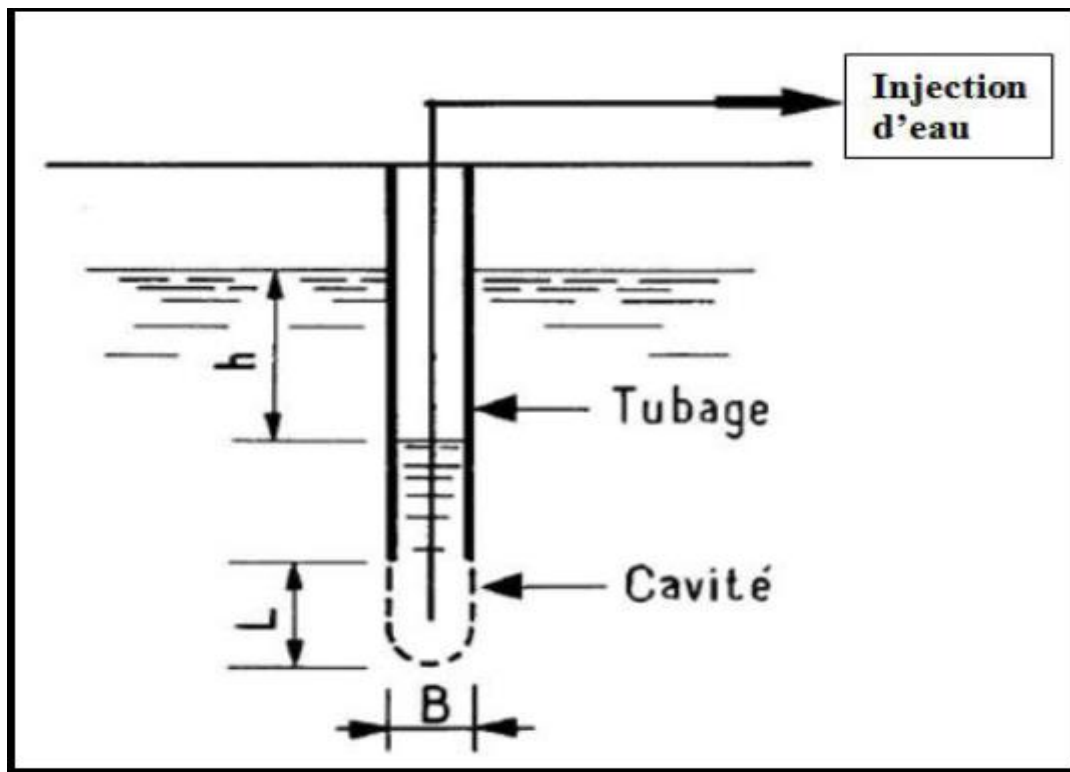


Figure 3.15 : Essai Lefranc.

**Principe de calcul:**

Le régime permanent est théoriquement établi lorsque, sous un débit  $Q_a$  constant, la charge dans le forage est stabilisée à une valeur  $h(t)$  constante.

La mesure de la variation de charge  $h(t)$  en fonction du temps  $t$ , par rapport au niveau initial de la nappe au repos, et du débit injecté  $Q(t)$  à travers les parois de la cavité doivent permettre de calculer un coefficient de perméabilité local  $k_l$  dit perméabilité Lefranc par la formule suivante :

$$k_l = \frac{Q}{C * h_m}$$

$Q$  : débit introduit pour atteindre un niveau constant.

$C$  : facteur de forme, dépendant de la forme de la cavité et de sa position par rapport aux limites de l'aquifère.

$k_l$  : Perméabilité Lefranc recherchée.

$h_m$  : Hauteur constante de l'eau au-dessus du niveau initial.

Calcul de facteur de forme  $C(m)$ : ( $L=50$  cm  $B=11.6$  cm)

$$C = \frac{2\pi \cdot L}{\ln\left(\frac{L}{a} + \sqrt{\left(\frac{L}{a}\right)^2 + 1}\right)}$$

- Donc : C=1.45 m

**Tableau 14 : résultats des essais d'eau.**

Sondage	Profondeur(m)	$h_m$ (m)	$Q$ (l/min)	$k_l$ (m/s)
SC02	2.50	0.098	0.017	$1.994 \cdot 10^{-6}$
SC04		0.81	0.140	$1.987 \cdot 10^{-6}$
SC07		0.77	0.136	$2.030 \cdot 10^{-6}$

Selon le tableau de classification la nature traversée (Argile marneuse calcaireuse) présente un état de perméabilité faible  $k_l$ .

### III.3.2 Reconnaissance au laboratoire :

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques pour la connaissance des paramètres physiques et géo mécaniques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- Mesure des densités sèche et humide du sol.
- Mesure des limites d'Atterberg.
- Essais de cisaillement rectiligne UU a la boite de CASAGRANDE.
- Essais de teneur en carbonate de calcium.

#### III.3.2.1 Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique par tamisage est un essai qui consiste à étudier la granulométrie du granulat, c'est-à-dire la distribution des grains suivant leurs dimensions en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimension bien définies par pourcentage. Elle se fait par tamisage (figure 3.16), en passant par une série de tamis de maille carrée de plus en plus petit pour la fraction de granulat.



**Figure 3.16 : Analyse granulométrique par tamisage.**

L'analyse granulométrique par sédimentométrie (figure 3.17) permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 80 $\mu$ m) d'un sol en fonction de leurs dimensions. Cette L'analyse par sédimentométrie complète l'analyse par tamisage.



**Figure 3.17 : Analyses granulométriques par sédimentométrie.**

Les résultats des analyses granulométriques sont représentés dans le (tableau 15):

Tableau 15 : résultats des analyses granulométriques.

Sondage	Profondeur (m)	Granulométrie (tamisant) (%)				
		5mm	2mm	0.08mm	20 $\mu$ m	2 $\mu$ m
SC01	1.50 – 2.00	100	100	99	88	44
SC02	2.50 – 3.00	100	100	98	78	38
SC03	1.00 – 1.20	93	90	70	62	47
	2.80 – 3.00	96	94	88	76	34
SC04	2.50 – 3.00	80	74	27	22	10
SC05	1.00 – 1.20	74	63	48	36	16
SC06	2.00 – 2.50	80	74	27	//	//
SC07	1.50 – 1.80	94	90	50	40	18
SC08	3.40 – 3.60	99	99	97	86	54
SC10	1.50 – 1.95	80	69	47	//	//
	4.50 – 4.95	60	53	22	//	//
	5.00 – 5.40	100	99	98	88	46
SC11	1.50 – 1.95	94	92	34	30	23
	3.00 – 3.45	47	39	19	//	//
	4.50 – 4.95	47	36	16	//	//
SC12	1.50 – 1.95	95	92	69	62	27
	3.00 – 3.45	99	96	66	56	15
	4.50 – 4.95	50	45	38	32	10
SC13	1.50 – 1.95	90	87	49	44	19
	2.20 – 2.50	93	87	70	60	16
	3.00 – 3.45	95	91	66	58	20
	4.50 – 4.95	97	96	93	82	44
	5.10 – 5.60	98	96	92	82	40

- **N.B** : Les courbes granulométriques seront trouvées en annexe.

–Les analyses granulométriques faites sur les échantillons récupérés des sondages SC (01, 02, 03, 08, 12 et 13), montrent que le pourcentage des passants à 80  $\mu$  est supérieur à 50% est entre 66% et 98 %, d'où il s'agit d'un sol fin selon la classification de L.C.P.C.

–Les analyses granulométriques faites sur les échantillons récupérés des sondages SC (04, 05, 06, 07, 10, 11, 12 et 13 {Ech. 4.50 m à 4.95 m}), montrent que le pourcentage des passants à 80  $\mu$  est inférieur à 50% est entre 27% et 50 %, d'où il s'agit d'un sol grenu selon la classification de L.C.P.C.

### III.3.2.2 Teneur en eau « W » et degré de saturation « Sr » :

La teneur en eau d'un matériau, est le rapport du poids de l'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On l'exprime en pourcentage par la formule suivante:

$$W = \frac{p_w}{p_s} * 100[\%]$$

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Ce degré est obtenu par la relation suivante :

$$S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v}$$

–Pour le sol saturé :  $S_r=100\%$

–Pour le sol sec :  $S_r=0\%$

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 16):

**Tableau 16 : résultats des essais de teneur en eau et degré de saturation.**

sondage	Profondeur (m)	Résultats (%)
SC01	1.50 – 2.00	W=18
		Sr=94
SC02	4.70 – 5.00	W=16
		Sr=83
SC03	2.80 – 3.00	W=20
		Sr=89
SC08	5.00 – 5.50	W=19
		Sr=88
SC09	0.70 – 1.00	W=24
		Sr=92
SC10	5.00 – 5.40	W=19
		Sr=98
SC13	5.10 – 5.60	W=23
		Sr=95
	7.50 – 7.80	W=19
		Sr=93

La teneur en eau varie entre 16% et 24%, et le degré de saturation varie entre 83% et 98% ce qui montre que le sol est formation d'argile limoneuse, qui contient beaucoup de particules fines qui absorbent de l'eau.

Donc les matériaux en place sont détremés et proche de saturation.

### III.3.2.3 La densité :

Rapport de la masse d'un sol au volume occupé par la matière solide (densité réelle, généralement de l'ordre de 2,6) ou au volume occupé par la matière solide et par les pores du sol (densité apparente, variant de moins de 1 à 1,4).

La densité sèche  $\gamma_d$  d'un matériau est définie par le rapport de la masse volumique du matériau sec  $\rho_d$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ] sur la masse volumique de l'eau  $\rho_w$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ], avec  $\rho_w \approx 1\text{kg}\cdot\text{dm}^{-3}$  :

$$\gamma_d = \frac{\rho_d}{\rho_w}$$

–La densité humide  $\gamma_h$  d'un matériau est définie par le rapport de la masse volumique du matériau humide  $\rho_h$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ] sur la masse volumique de l'eau  $\rho_w$  :

$$\gamma_h = \frac{\rho_h}{\rho_w}$$

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 17):

**Tableau 17 : valeurs de densité sèche et humide du sol.**

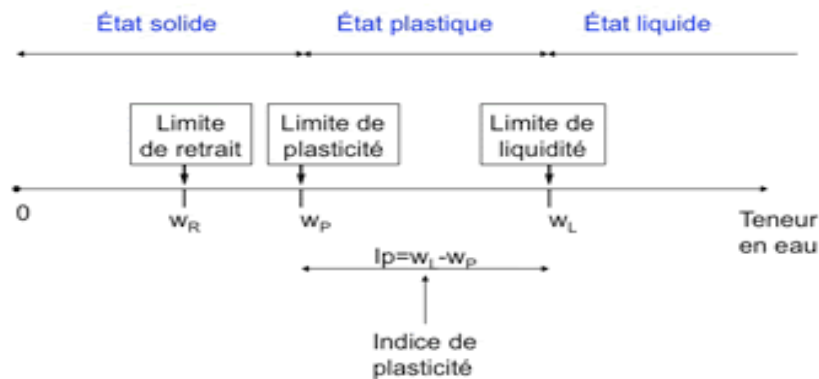
Sondage	Profondeur (m)	Résultats ( $\text{t}/\text{m}^3$ )
SC01	1.50 – 2.00	$\gamma_d=1.78$
		$\gamma_h=2.11$
SC02	4.70 – 5.00	$\gamma_d=1.79$
		$\gamma_h=2.08$
SC03	2.80 – 3.00	$\gamma_d=1.67$
		$\gamma_h=2.01$
SC08	5.00 – 5.50	$\gamma_d=1.71$
		$\gamma_h=2.04$
SC09	0.70 – 1.00	$\gamma_d=1.58$
		$\gamma_h=1.94$
SC10	5.00 – 5.40	$\gamma_d=1.77$
		$\gamma_h=2.12$
SC13	5.10 – 5.60	$\gamma_d=1.64$
		$\gamma_h=2.03$
	7.50 – 7.80	$\gamma_d=1.74$
		$\gamma_h=2.08$

La densité sèche varie entre 1.64 et 1.79 ( $\text{t}/\text{m}^3$ ) et la densité humide varie entre 1.94 et 2.12 ( $\text{t}/\text{m}^3$ ), ce qui montre que notre formation est moyennement dense.

### III.3.2.4 Limites d'Atterberg :

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol. Cette consistance varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol

passé successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. Ces essais définissent conventionnellement les limites entre ces états (figure 3.18).



**Figure 3.18: Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg**

- La limite de liquidité ( $w_L$ ) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état liquide.
- Limite de plasticité ( $w_P$ ) caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique.
- Indice de plasticité ( $I_p$ ) est donné par la formule suivante :

$$I_p = w_L - w_P$$

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 18):

**Tableau 18 : Valeurs des limites d'Atterberg  $w_L$  et  $I_p$ .**

Sondage	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg	
		$w_L$ (%)	$I_p$ (%)
SC01	1.00 – 1.20	46	24
SC02	2.50 – 3.00	50	23
	4.70 – 5.00	48	25
SC03	1.00 – 1.20	39	19
	2.80 – 3.00	42	22
SC04	2.50 – 3.00	44	23
SC05	1.00 – 1.20	40	22
SC07	1.50 – 1.80	49	31
SC08	3.40 – 3.60	40	21
SC10	5.00 – 5.40	42	26
SC11	1.50 – 1.95	49	29
	5.00 – 5.50	49	25
SC13	2.20 – 2.50	45	29
	5.10 – 5.60	55	28

Les résultats montrent que l'indice de plasticité varie entre 19% et 31%.

**Tableau 19 : Classification du sol selon l'indice de plasticité.**

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Et suivant la valeur de notre indice, le sol peut se classer comme un sol de plasticité élevé (tableau 19).

### III.3.2.5 Indice de consistance :

L'indice de consistance permet d'évaluer l'état hydrique des sols fins et ceci avec d'autant plus de précision que le sol est constitué de plus de 80% de passant à 400µm. Pour cela il convient au préalable de ramener la teneur en eau naturelle à la fraction 0/400µm du sol par une règle de 3. Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_c = \frac{W_L - w}{I_p}$$

Où :  $w$  : Normale de l'échantillon

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 20):

**Tableau 20 : Valeurs de l'indice de consistance du sol.**

Sondage	Profondeur (m)	Indice de consistance IC
SC02	4.70 – 5.00	1.28
SC03	2.80 – 3.00	1.00
SC10	5.00 – 5.40	0.88
SC13	5.10 – 5.60	1.14

Les résultats des essais sur les sondages SC02 et SC13 montre que l'indice de consistance est supérieur à 1 ( $IC > 1$ ) relatif au sols solide ou semi solide.

L'essai sur le sondage SC03 a donné ( $IC=1$ ) donc c'est une formation solide plastique.

L'essai sur le sondage SC10 montre que ( $0 < IC < 1$ ) relatif a un sol plastique.

La lithologie du notre sol a confirmé ces résultats, tandis que les échantillons 02, 03 et



13 représente une marne altéré bariolée, et l'échantillon 10 représente une argile marneuse.

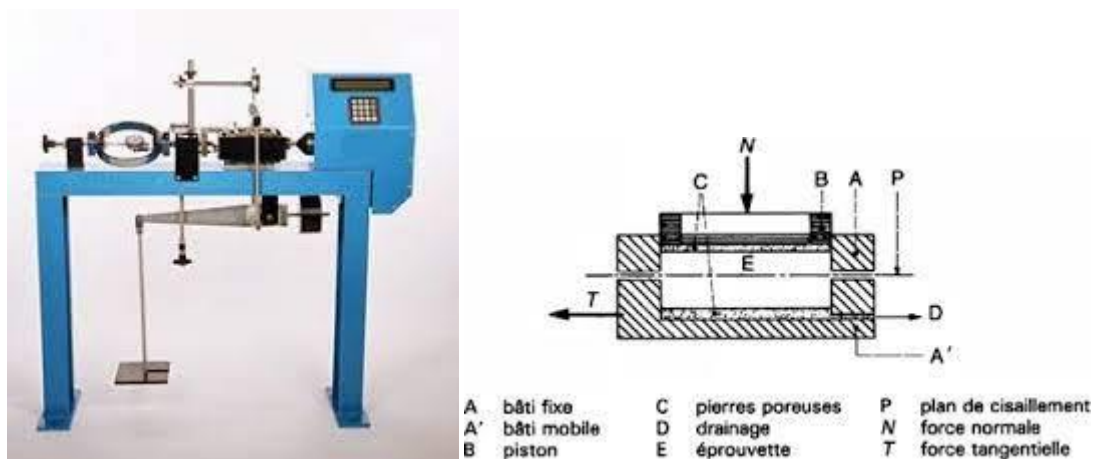
### III.3.2.6 Les essais de cisaillement rectiligne type « UU » :

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé (UU) (figure 3.19) est pour but de déterminer la cohésion non drainé  $C_u$  et l'angle de frottement de sol  $\phi$  selon la norme NF P 071-1.

Cet essai consiste à mettre un échantillon de sol dans l'appareil constitué de deux demi boîte pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leur plan de séparation .L'échantillon est soumis à une force verticale  $N$  (effort de compression) par l'intermédiaire de la demi boîte supérieur, et un effort de tension  $T$  horizontal pour une certaine valeur de  $N$  appliquée sur l'échantillon, on fait varier l'effort  $T$  (à une vitesse contrôlé) jusqu'à l'obtention de la rupture.

La connaissance de  $N$  et  $T$  permet de déterminer une pointe de la courbe intrinsèque, En effet, si  $A$  est la surface de la boîte, les composantes de la contraintes sont :

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{A}$$



**Figure 3.19 : L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.**

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 21):

**Tableau 21 : Résultats de l'essai de cisaillement.**

Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU	
		C (bar)	$\varphi(^{\circ})$
SC01	1.00 – 1.20	0.242	09
	1.50 – 2.00	0.269	27
SC09	0.70 – 1.00	0.240	20

Les résultats trouvés ont montré que l'angle de frottement interne varie entre  $9^{\circ}$  et  $27^{\circ}$ , et la cohésion varie entre 0,242 et 0,269 bars. Donc les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiqué un milieu ferme et cohérent à frottement non nul.

### III.3.2.7 Essai de compressibilité à l'Oedomètre :

L'essai d'odomètre consiste à indiquer, à l'aide de l'œdomètre, les tassements de l'échantillon sous des contraintes de compression uniaxiale appliquées (figure 3.20).



**Figure 3.20 : Dispositif utilisé pour l'essai œdométrique.**

L'essai œdométrique permet de déterminer :

- L'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai et son évolution au cours de la consolidation.
- Les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de pré consolidation.

Nous avons mis en place cinq (05) échantillon pour le teste œdométrique dont trois (03) échantillons n'ont pas données des résultats vue la présence intense de calcaire.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 22):

**Tableau 22 : Résultats des essais œdométrique.**

Sondage	Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques	Résultats
SC10	5.00 – 5.40	Pression de consolidation (bar)	$P_c=3.82$
		Pression de gonflement (bar)	$P_g=0.89$
		Indice de compression (%)	$C_c=0.106$
		Indice de gonflement (%)	$C_s=0.029$
	5.10 – 5.60	Pression de consolidation (bar)	$P_c=0.94$
		Pression de gonflement (bar)	$P_g=0.2$
		Indice de compression (%)	$C_c=0.089$
		Indice de gonflement (%)	$C_s=0.016$

A partir des résultats obtenus on remarque une grande différence entre les 2 échantillons, de sorte qu'au premier échantillon, les résultats indiquent un sol moyennement compressible relatif à l'argile raide. Alors que le deuxième échantillon signal un sol peu compressible relatif au sable.

Sur la base de nos connaissances préalables de la nature lithologique des formations analysées (Argile marneuse graveleuse et calcaireuse bariolée), on conclue que la présence du calcaire a faussé les résultats du deuxième échantillon, et alors notre sol est moyennement compressible.

### III.3.2.8 Identification chimique :

Quatre (04) échantillons de sol ont été soumis à une analyse chimique afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le sol.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant (tableau 23) :

**Tableau 23 : Résultats des essais d'identification chimique.**

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates $SO_4^-$ (mg/kg)	Résultats exprimés en % massif		
			Carbonates $CaCO_3$	Chlorures $Cl^-$	Matières organiques
SC01	1.50 – 2.00	Traces	29.51	Traces	Traces
SC02	2.50 – 3.00	Traces	26.60	Traces	0.05
	4.70 – 5.00	1442	29.51	Traces	Traces
SCC13	7.50 – 8.00	Traces	27.24	Traces	0.10

Selon le pourcentage des teneurs en carbonates  $CaCO_3$  qui varie entre 26.60% et 29.51% les échantillons testés sont classées comme une Argile marneuse ou limon marneux selon la norme NF P 94-261.

### III.4 Corrélation entre les résultats :

Les données géotechniques sont issues du rapport d'étude géotechnique de notre projet, en tenant compte des résultats des essais in situ au pressiomètre, et des essais en laboratoire élaborés sur les échantillons récupérés des sondages carottés. Des corrélations ont été adaptées entre les essais pressiométriques et les paramètres mécaniques des formations du sol en place.

Le tableau suivant montre les résultats et caractéristique après la corrélation (tableau 24) :

**Tableau 24 : Paramètres géotechniques des formations lithologiques du site.**

Nature du sol	Densité humide (KN/m <sup>3</sup> )	Pression limite (Kpa)	Pression limite		Essais en laboratoire			
			Cohésion (bars)	Angle de frottement (Degré °)	Non consolidé non drainé		Consolidé Drainé	
					cohésion (bars)	Angle de frottement (Degré °)	Cohésion (bars)	Angle de frottement (Degré °)
Argile limono-sableuse rougeâtre	19.4	1063	0.30	19	0.24	20.45	0.25	15.08
Sable argileux grésifié	20	1589	0.454	21.45	-	-	-	-
Marne calcaire bariolée	21	1877	0.536	22.3	0.242	8.95	0.41	15.56
					0.269	26.78	0.54	17
							0.45	18

### III.5 Conclusion :

La présente investigation géotechnique dans le cadre du projet de la réalisation d'un centre de sportif au profil de club « MCA » à la commune de Zéralda, wilaya d'Alger, a été basée sur l'exécution de :

- sondages carottés.

- sondages carottés équipé par des essais SPT.
- sondages pressiométrique.
- Essai d'eau.
- Un programme d'essai en laboratoire de type physico-mécanique sur des échantillons prélevé à partir un sondage carotté.

L'analyse des résultats de cette investigation, permet de conclure que :

- sur le plan morphologique, le site étudié est légèrement incliné (pente 12°).
- sur le plan géologique, au moyen des sondages carottés nous montre un terrain constitué essentiellement d'argile et la marne représentées par des sables argileux intercalée par des blocs de grés en certains endroits.
  - Du point de vue état de compacité, les résultats de l'essai pressiométrique atteste une bonne compacité de sol.
- Les résultats des essais de laboratoire attestent aussi des bonnes caractéristiques de sol
- Les sols du site sont constitués par des argiles marneuses.
- une analyse de stabilité de ce talus paraît indispensable avec des mesures de confortement en vue de minimiser le risque d'instabilité de ce massif.

# **Chapitre IV**

## **EVALUATION DE LA PORTANCE**

### IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre de calcul de fondation, nous allons évaluer la contrainte admissible du sol ainsi que le tassement sous le chargement de la structure proposée. Pour ce faire les résultats des essais In-Situ et de laboratoire obtenus de la campagne géotechnique réalisés vont être interprétés (voir chapitre 3). Des paramètres géotechniques représentatifs de chaque couche vont être sélectionnés et utilisés dans les calculs.

### IV.2 Calcul de la capacité portante :

Dans ce qui suit nous allons calculer la capacité portante du sol en utilisant les résultats des essais sur site et aussi ceux du laboratoire.

#### IV.2.1 Par essais in situ :

Plusieurs essais sur site ont été effectués mais ce sont les résultats du pressiomètre et des SPT qui vont être utilisés pour le calcul de la capacité portante.

##### IV.2.1.1 À partir de l'essai pressiométrique :

La formule générale donnant la capacité portante est donnée par (fascicule 62, titre V, du CCTG 1993) :

$$q'_u = q'_0 + k_p P_{Le}^* \quad (14)$$

Avec:

$P_{Le}^*$ : Pression Limite Équivalente.

$k_p$  : Facteur De Portance qui est en fonction de la nature de sol et l'encastrement équivalent  $D_e/B$ .

$q'_0$  : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

- **Calcul de la pression limite équivalente :**

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sol non homogène (le cas étudié), on retient pour  $P_{Le}^*$  la moyenne géométrique des valeurs obtenues près du niveau de la fondation. Eurocode 7 (EC7) donne la méthode suivante :

$$P_{Le}^* = \sqrt[3]{P_{L1}^* \cdot P_{L2}^* \cdot P_{L3}^*}$$

Où :  $P_L^* = P_L - P_0$

Avec :

$P_0$  : Pression du sol au repos,  $P_0 = \gamma \cdot D / 2$

$P_L$  : Pression limite mesurée.

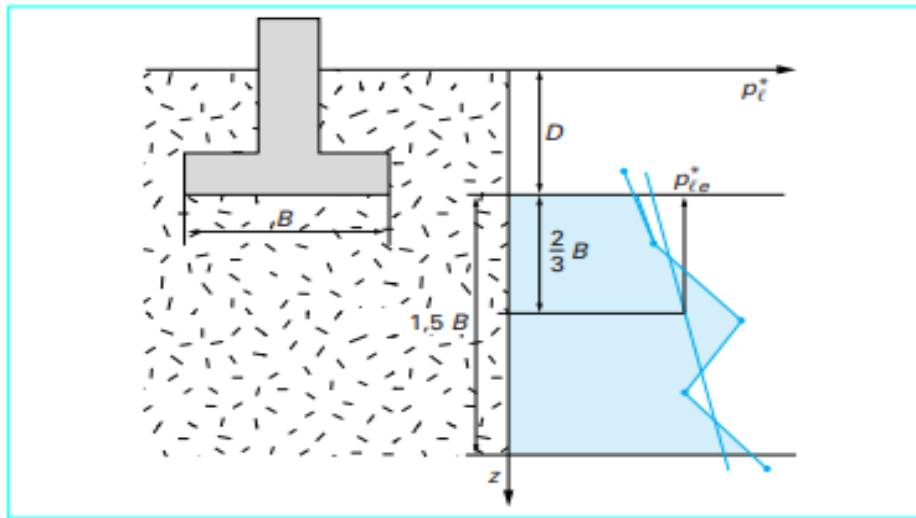


Figure 4.1 : définition de la pression limite nette équivalente  $P_{Le}^*$ .

On a :  $\gamma=1.94 \text{ (t/m}^3\text{)}$ ,  $D=1.5\text{m}$ ,  $B=10\text{m}$ .

$$\frac{2B}{3} = 6.67\text{m} \quad ; \quad \frac{2B+D}{3} = 8.17\text{m}$$

Tableau 25 : Valeurs de  $Pl^*$  utilisés pour le calcul de la pression limite nette.

Profondeur(m)	Pl (bar)	$P_0$ (bar)	$Pl^*$ (bar)
1,50	8,99	1,46	7,53
6,67	12,19	6,47	5,72
8,17	14,61	7,92	6,69



$$P_{Le}^* = \sqrt[3]{7.53 * 5.72 * 6.69}$$

$$P_{Le}^* = 6.61 \text{ bars}$$

Détermination du facteur  $k_p$  pour sol argileux selon (fascicule 62-V, 1993):

$$k_p = 0.8 \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$D_e = \frac{1}{P_{Le}^*} \int_0^D P_l^*(Z) \cdot dZ$$

$$D_e = 1.14m$$

Donc :  $k_p = 0.82$

$$q_l = k_p \cdot P_{Le}^* + q'_0$$

$$q'_0 = \gamma \cdot D$$

$$q'_0 = 2.91$$

$$q_l = (0.82 * 6.61) + 2.91$$

$$q_l = 8.33$$

$$q_{adm} = \frac{q_l}{3}$$

$$q_{adm} = 2.78 \text{ bars}$$

#### IV.2.1.2 Calcul de la Contrainte admissible à partir des essais SPT :

Selon la norme (NFP94-116) :

$$\text{Pour } B < 1.2m \rightarrow q_{adm} = 12 \cdot N \cdot k_d$$

$$\text{Pour } B > 1.2m \rightarrow q_{adm} = 8 \cdot N \cdot k_d \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2$$

$q_{adm}$  : Pression admissible.

B : largeur de la semelle.

N : Valeur de l'essai SPT (non corrigée).

$k_d$  : Facteur profondeur.

– On a : B=10m ; D=1.5m ;

– Pour le nombre de coups on prend la valeur minimale obtenue à la profondeur de 1.5m. donc N=49 coups.

$$D < B \text{ donc : } k_d = 1 + \frac{D}{3B}$$

$$k_d = 1.05 \quad \text{Alors : } q_{adm} = 4.37 \text{ bars}$$

#### IV.2.2 Par essais de laboratoire « $\varphi, C$ »:

Le sol de fondation est considéré comme drainé à long terme (sol fin).

Conditions drainé :  $c=c'$  ;  $\varphi=\varphi'$

La capacité portante d'une semelle isolée dans ce cas est donnée par l'équation suivante (selon la superposition de Terzaghi) :

$$q_u = c' * N_c * S_c * i_c + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B * N_\gamma * S_\gamma * i_\gamma + q_0 * N_q * S_q * i_q \quad (2)$$

Avec :

$c'$  : Cohésion drainé.

$\gamma_2$  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

$B$  : Largeur de la fondation.

$N_\gamma, N_q, N_c$  : Coefficients de la capacité portante de la fondation.

$S_c, S_\gamma, S_q$  : Coefficients de forme de la fondation.

Les valeurs de  $c'$  et  $\varphi'$  sont obtenues du Tableau 24.

$$c' = 25.00 \text{ Kpa}, \varphi' = 15.00^\circ. \text{ Pour } B=10.0 \text{ m}, D=1.5 \text{ m et } L=15.0 \text{ m. et } \gamma=19.4 \text{ KN/m}^3$$

Les paramètres  $N_c$  ;  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont donnés par (DTU 13.12, 1988) voir (tableau 1)

$$N_c = 11.0 ; N_q = 4.00 ; N_\gamma = 1.40$$

Les facteurs  $i_c; i_q$  et  $i_\gamma$  sont donnés selon Meyerhof (DTU 13.12) par :

$$i_c = 1.00 ; i_q = 1.00 ; i_\gamma = 1.00 \text{ (charge verticale).}$$

Les facteurs  $S_c$  ;  $S_q$  et  $S_\gamma$  sont donnés par (Eurocode 7-1) voir (tableau 2)

$$S_c = 1.23 ; S_q = 1.17 ; S_\gamma = 0.80$$

En remplaçant tous les facteurs dans l'équation de la capacité portante on obtient :

$$q_u = 25 * 11 * 1.23 + \frac{1}{2} * 19.4 * 10 * 1.4 * 0.80 + (19.4 * 1.5) * 4 * 1.17$$

$$q_u = 545.296 \text{ kpa} = 5.45 \text{ bars}$$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_u}{3}$$

$$q_{adm} = 2.11 \text{ bars}$$

### IV.2.3 Discussion des Résultats :

Les résultats des capacités portantes obtenues des essais sur site et de laboratoire sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 26 : Tableau récapitulatif des résultats de la portance.**

Profondeur (m)	Capacité portante admissible $q_{adm}$ (bars)		
	Essais de laboratoire	Essai pressiométrique	Essai SPT
1.5	2.11	2.78	4.37

Les résultats montrent que la capacité portante obtenue à partir des essais de laboratoire et des essais sur site est du même ordre de grandeur. Cependant celle obtenue à partir des essais de laboratoire est la plus conservatrice. Par conséquent nous allons adopter une contrainte admissible de 2.11 bars.

### IV.3 Détermination des tassements :

#### IV.3.1 Calcul des tassements par les résultats de l'essai pressiométrique :

Le calcul tassement par la méthode pressiométrique dans un sol hétérogène, consiste au découpage de la couche du sol, à partir de la base de la fondation, en 16 tranches de B/2.

Deux types de tassement se manifestent sous la fondation : un tassement sphérique « Ss » qui se produit dans la première tranche, et un tassement déviatorique « Sd » qui se produit dans les seize tranches. Le tassement total est calculé par l'expression suivante :

$$St = Ss + Sd \quad (26)$$

$$\text{Avec :} \quad Ss = \frac{\alpha}{9.E_{ms}} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_s \cdot B \quad (27)$$

$$Sd = \frac{2}{9.E_{md}} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad (28)$$

Où :

$E_m$  : Module pressiométrique.

$q'$  : Contrainte verticale appliquée par la fondation.

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte verticale total avant travaux au niveau de la base de la fondation.

$B_0$  : Largeur de référence égale à 0,6 m.

$B$  : Largeur de la fondation.

$\lambda_s$  : Coefficient de forme.

$\alpha$  : Coefficient rhéologique.

$\lambda_d$  : Coefficient de forme.

Le tableau suivant montre la valeur minimale du module pressiométrique des sondages, pour une profondeur entre 1m et 8m respectivement :

**Tableau 27 : valeurs du module pressiométrique utilisés pour le calcul du tassement**

Module	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
E (bars)	101,93	125.45	116.53	117.10	142.08	112.67	107.72	135.22

.

$$q_{adm} = 2bars ; \gamma h = 10.7 kN/m^3$$

$$\sigma'_{v0} = \gamma h.z = 0.285 bars$$

Le coefficient rhéologique  $\alpha = 1$  (voir tableau 11)

$\lambda_s = 1.1$  Et  $\lambda_d = 1.12$ . (Voir tableau 10)

$$E_{ms} = E_1 = 101.93 bars$$

$$\text{Donc : } S_s = \frac{1}{9 \cdot 101.93} (2 - 0.285) * 1.1 * 10$$

$$S_s = 0,02056 m$$

On a :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}}$$

$$E_d = 146.83 bars$$

$$\text{Donc : } S_d = \frac{2}{9 \cdot 146.83} (2 - 0.285) * 0.6 * \left(1.12 * \frac{10}{0.6}\right)^1$$

$$S_d = 0,02907 m$$

$$\text{Alors : } S_t = 0.02056 + 0.02907$$

$$S_t = 0.04963m = 4.96cm$$

### IV.3.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique :

Dans ce qui suit nous allons calculer le tassement de consolidation du sol argileux sous la fondation. Nous avons supposé que le tassement immédiat est négligeable.

- État de consolidation du sol :

En comparant la contrainte effective de pré consolidation  $\sigma'_c$  au poids du terrain sus-jacent  $\sigma'_{v0}$  on en déduit l'état de consolidation du sol.

D'après les résultats de l'oedomètre on a:  $\sigma'_c = 382 \text{ kpa}$  .

La charge verticale :  $q = 200 \text{ kpa}$  .

Pour  $B=5\text{m}$ , la hauteur d'influence de la charge appliqué qui égale à  $2B$  donc  $H_0 = 10\text{m}$

Alors :  $\Delta\sigma = 0.4 \cdot q = 80 \text{ kpa}$

$$\sigma'_{v0} = \gamma' * H$$

$$\sigma'_{v0} = 19.4 * 10 = 194 \text{ kpa}$$

$\sigma'_c > \sigma'_{v0}$  Donc le terrain est sur consolidé sous leur propre poids [selon MAGNAN (J.P.) et SOYEZ (B.)]

- Calcul du tassement de consolidation :

Le tassement de consolidation  $\Delta H$  est calculé suivant l'expression suivante :

$$\Delta H = \frac{H}{1+e_0} * \Delta e \quad (25)$$

$$\Delta e = \left[ C_s * \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

Avec :

$\Delta H$  : Tassement de consolidation.

$C_s$  : Indice de gonflement ( $C_s=0.032\%$  selon nos résultats oedométrique).

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective en place.

$e_0$  : Indice des vides du sol en place.

$\sigma'_f$  : Contrainte effective finale.

$$\sigma'_f = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma$$

$$\sigma'_f = 274 \text{ kpa}$$

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_0} * \Delta e$$

$$\Delta e = \left[ C_s * \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

$$\Delta e = \left[ 0.032 * \log \left( \frac{274}{194} \right) \right]$$

$$\Delta e = 0.0047$$

$$\Delta H = \frac{10}{1 + 0.174} * 0.0047$$

$$\Delta H = 0,04087m = 4.08 \text{ cm}$$

### IV.3.3 Discussion des Résultats

Les résultats des calculs de tassements à partir des essais sur site et de laboratoire sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 28 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul du tassement.**

	Méthode pressiométrique	Méthode oedométrique
Tassement (cm)	4.96	4.08

On peut remarquer que les résultats obtenus sont proches, et ils indiquent un tassement inférieur à 5 cm, donc c'est acceptable.

### IV.4 Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité portante du sol assise aux structures de notre projet (bloc administratif + centre d'hébergement) et le tassement induit par le poids des structures. En premier lieu nous avons estimé la capacité portante sur la base des essais sur site à savoir les essais pressiométriques et les essais SPT. Les résultats ont été confrontés aux résultats des essais de laboratoire. La comparaison a montré que les résultats sont similaires.

Ensuite les tassements ont été estimés sur la base des essais pressiométrique et ceux du laboratoire. Les résultats ont montrés que les tassements sont aussi similaires et sont tous inférieur à 5cm. Par conséquent les tassements sont admissibles.

# **Chapitre V**

## **Calcul de la stabilité des talus**

### V.1 Introduction :

Dans ce dernier chapitre on s'intéresse à l'étude de stabilité des talus en remblai renforcé par des nappes en geosynthétiques avec mise en œuvre d'un parement en bloc en béton.

La vérification du système de confortement proposé est effectuée de façon à assurer la stabilité du terrain en conditions statique et dynamique (Cas de séisme) en utilisant le logiciel de calcul de stabilité au glissement TALREN V05.

### V.2 Hypothèses utilisés pour le calcul :

Cette étude a été menée sur la base des données suites :

- Eurocode 7 (EN1997-1).
- Fascicule n°09 du CFG : Recommandation pour l'utilisation des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre.
- La norme XP G 38 064 (justification du dimensionnement des talus de remblai en sol renforcé par des nappes géosynthétiques).
- Plans Autocad (Topographique, masse).
- Profils les plus défavorables seront étudiés. (Coupe 01)(figure 5.4)

### V.3. Rappel théorique sur la stabilité des massifs de remblai renforcé:

Afin de s'assurer de la stabilité des murs en terre renforcée mécaniquement, une double vérification de la stabilité (interne et externe) est nécessaire :

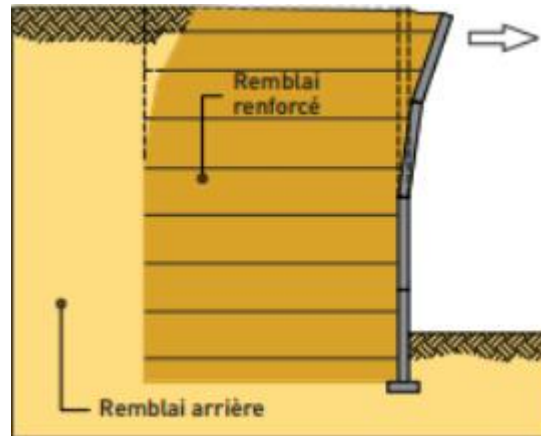
#### V.3.1.Stabilité interne :

La stabilité interne dépend de la résistance à la traction du matériau utilisé pour le renforcement et de la nature des liaisons à l'interface du matériau de renforcement et le sol.

La stabilité interne d'un ouvrage de soutènement est assurée par les nappes ou bandes de renforcement qui résistent aux forces de traction qui se développent lors du chargement appliqué sur le remblai.

La vérification de la stabilité se fait en analysant d'une part la résistance structurelle des renforcements, et d'autre part la résistance d'interaction sol renforcement (ou résistance à l'arrachement du renforcement).

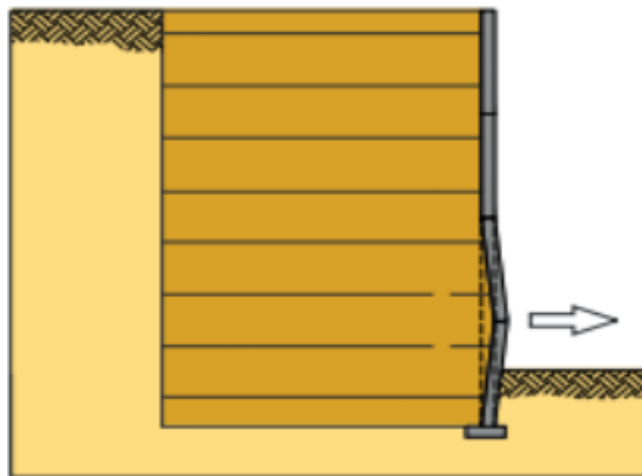




**Figure 5.1: Vérification à l'arrachement.**

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction, le long des armatures métalliques ou synthétiques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum  $T_{max}$  est mesuré sur un point de l'armature.

Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur. (AASHTO, 2012)



**Figure 5.2 : vérification en traction.**

L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones active et passive (résistante) comme indiqué sur la figure suivante :

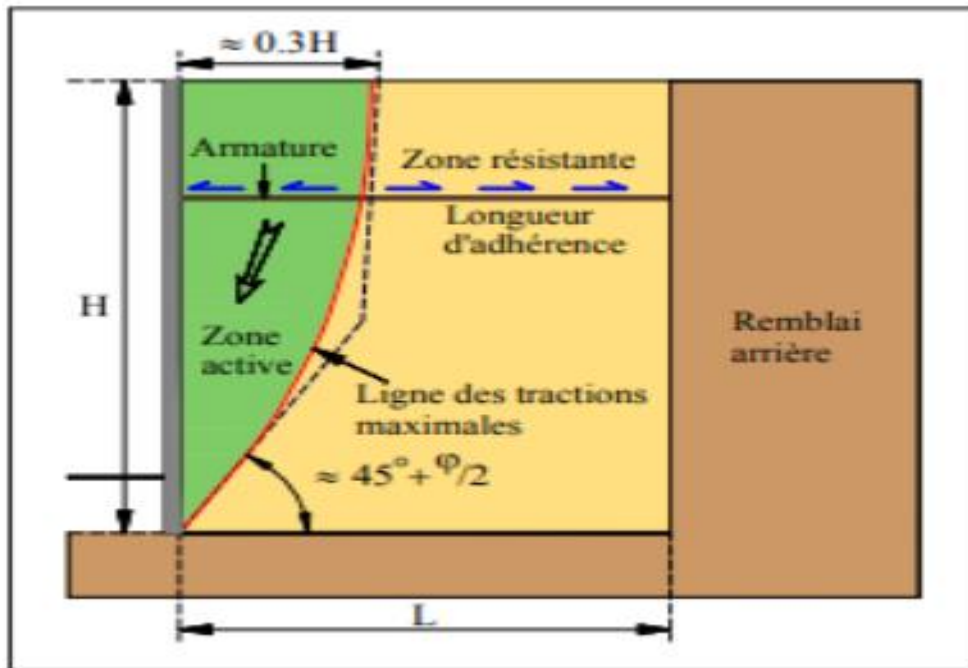


Figure 5.3 : Stabilité interne (LCPC, 2003)

- Calcul de l'effort de traction maximum :

$$\sigma_h = k \cdot (\sigma_v + q) \tag{36}$$

Où :  $\sigma_h$  : Contrainte horizontale pondérée.

$k$  : Coefficient de pression des terres.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale due au poids propre du sol soutenu et aux surcharges.

La valeur de calcul de l'effort de traction maximale Tmax est alors calculée comme suite :

$$T_{max} = S_v \cdot \sigma_h \leq T_{al} \tag{37}$$

$S_v$  : L'espacement vertical entre les lits de renforcement, calculée par l'équation suivante :

$$S_v = \frac{T_{al}}{k \cdot (\sigma'_z + q) \cdot F_s} \tag{38}$$

Où :  $F_s$  : Coefficient de sécurité.

$T_{al}$  : La résistance à la traction du géosynthétique à long terme.

- La résistance à l'arrachement :

La résistance à l'arrachement du renforcement est formulée comme suit:

$$T_{max} \leq P_r = 2 \cdot w \cdot L_e \cdot (\sigma'_z + q_s) \cdot \tan \phi_i \tag{39}$$

Où :  $w$  : La largeur du matériau de renforcement

$\sigma'_z$  : Une contrainte effective verticale

$q_s$  : Une surcharge.

$\phi_i$  : L'angle de frottement décrivant le pic de résistance au cisaillement le long de l'interface sol- géosynthétique, généralement pris égale à  $\frac{2}{3} \phi$ .

$L_e$  : C'est une longueur effective dans la zone résistante.

- **Détermination des efforts au parement :**

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement est calculé de la manière suivante :

$$T_p = K. \alpha i. \sigma_v. S_v \quad (40)$$

Avec  $\alpha i$  : varie suivant la rigidité du parement (égale à 0.75 pour les systèmes de parement flexibles).

### V.3.2.Stabilité externe :

Le fonctionnement externe des ouvrages en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages de soutènement, il est considéré tel un mur-poids en maçonnerie ou en béton, il repose essentiellement sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation.

La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble.

S'agissant d'un ouvrage souple et de grande largeur à la base, le problème du renversement ne se pose généralement pas. (LCPC, 2003)

La vérification concerne les trois états critiques : le glissement, le renversement, et le poinçonnement.

#### V.3.2.1. Vérification au renversement :

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

$$\frac{M_{S/A}}{M_{r/A}} \geq \gamma_{S;d} \cdot \gamma_{R;d} \quad (41)$$

Avec :  $M_{S/A}$ : Moment stabilisant engendré par le poids propre du remblai.

$M_{r/A}$ : Moment renversant comprenant les moments engendrés par la poussée horizontale des terres et la surcharge Q appliquée en tête.

$\gamma_{R;d}$ : Coefficient partiel de modèle associé à la méthode de calcul utilisé.

$\gamma_{S;d}$ : Coefficient partiel relatif aux actions.

### V.3.2.2. Vérification au glissement :

Pour que la stabilité au glissement soit assurée, il faut que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), soit supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée.

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \quad (42)$$

$H_d$ : Charge horizontale ; la somme des efforts induits par la poussée des terres amont et la surcharge Q.

$R_{p;d}$ : Résistance frontale ou tangentielle de la base du massif à l'effet de  $H_d$  égale à la butée.

$R_{h;d}$ : résistance au glissement de la base du massif sur le terrain.

### V.3.2.3. Vérification au poinçonnement :

Le massif de remblai renforcé est considéré comme un bloc monolithique dont sa base est considérée comme une fondation continue, soumise à une force verticale  $F_v$  excentrée de  $e$  par rapport au milieu de la base, et ayant une largeur réduite égale à  $L-2e$ ,  $L$  étant la longueur du renforcement. La vérification de la capacité portante est relative au calcul des fondations superficielles.

$$Q'_{ref} < q_{ref} e Q_{fu} \quad (43)$$

## V.4. Évaluation de la stabilité interne des massifs renforcés par des nappes en geosynthétiques :

### V.4.1.Introduction:

La stabilité du massif est élaborée en tenant compte de :

- Le dimensionnement et calcul spécifique des profils de stabilité critiques (Coupe01) (figure 5.4) au moyen du logiciel de calcul de stabilité au glissement TALREN V5.2.5, conformément à la norme NFP 94-270 et XP G 38064 issues de l'Eurocode.

- Aucune présence d'eau n'a été détectée au niveau du terrain, toutefois, les eaux superficielles (exemple eaux de pluie) sont captées par un système de drainage placé tout le long du massif.
- La vérification du système de confortement proposé est effectuée de façon à assurer la stabilité du terrain en conditions sismiques (Zone de forte sismicité ; Zone III). L'ouvrage est classé en groupe 02 (ouvrage courant d'importance moyenne) avec  $\sigma_h = 0.125$  et  $\sigma_v = 0.038$  (en tenant compte du RPA 2003)
- Les calculs de stabilité sont réalisés en utilisant la méthode de Bishop. Une surcharge de 20kPa, (circulation des engins), est considérée dans les calculs.
- Les propriétés physiques et les caractéristiques mécaniques des sols en place au droit du projet ont été obtenues du chapitre (3). Les caractéristiques mécaniques des différentes formations prises en compte dans les calculs sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 29 : caractéristiques mécaniques du sol.**

Nature du sol	Densité humide (KN/m <sup>3</sup> )	Cohésion (Kpa)	Angle de frottement(°)
Argile limono-sableuse rougeâtre	19.4	25.1	15.08
Sable argileux grésifié	20	30.26	21.45
Marne altérée bariolée	21	41.20	19.60
Remblai technique	20	00	30

#### **V.4.2.Vérification de la stabilité des massifs renforcés par des nappes de géosynthétique :**

##### **V.4.2.1.Données géométriques :**

Les données suivantes ont été considérées pour la suite des calculs :

- Le parement en blocs (éléments modulaires) en béton de 20cm de hauteur maximale.
- Hauteur maximale du massif renforcé (Tableau 30):  
Coupe01 (figure 5.4), la hauteur maximale est  $H_m=4.25\text{m}$
- Fruit ou Inclinaison par rapport à l'horizontale du parement en Blocs en béton est de  $80^\circ$ .
- Le sol à l'arrière du soutènement est constitué du Remblai technique compacté et renforcé par des nappes de géotextiles de résistance 100kN. Néanmoins, par sécurité, nous allons considérer dans nos modélisations une surcharge répartie en tête du soutènement de 20kPa appliquée à 1,0 m du parement (engins sur chantier).
- Un massif renforcé avec un parement vertical ou à fruit, aura généralement une largeur transversale de l'ordre de  $(0,7 \cdot H_m)$  (Tableau 30).
- Dans la configuration du projet, la longueur des nappes prévue est constante en partie basse et en partie supérieure du mur. Le changement de longueur de la nappe est donc de 0,0 m. Cette vérification est donc assurée. Ce choix est fait surtout pour la justification de la stabilité du massif et la simplicité de la mise en œuvre.
- L'espacement vertical des lits de renforcement est habituellement compris entre 0,20 et 0,80 m pour permettre de garder au massif renforcé son caractère de matériaux composite et satisfaire les conditions courantes de stabilité mixte. L'espacement relatif maximal  $S_v/H_m$  des lits est fonction du rapport de longueur inférieur par hauteur maximale  $L_{inf}/H_m$ .
- Pour une valeur de  $0,75 < L_{inf}/H_m$ , l'espacement vertical relatif maximal  $S_v/H_m$  n'est pas défini par la norme NF P 94-270. Dans la configuration du projet, l'espacement entre les nappes est pris de 0.6m (Tableau 30).

Ci-après un tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des nappes en geosynthétiques prises dans nos calculs :

**Tableau 30 : tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des nappes en geosynthétiques**

Coupe 1 / Massif M	Hauteur Massif Hm(m)	Largeur transversale totale (0.7*Hm+0.3) de nappe selon NFP94-270	Largeur transversale prévue	Changement de longueur de nappe selon NFP94-270	Changement prévu	Espacement relatif Sv/Hm selon NFP94-270	Espacement prévu
Massif 1	4.25	3.275	5	0.637	0	1.17	0.6
Massif 2	3.85	2.995	4	0.577	0	1.038	0.6

- **Justification de la stabilité des Massifs 01 et 02(coupe 01) :**



**Figure 5.4:Photo illustrative du talus (01) de la coupe (01) des deux massifs en remblai.**

- Justification de la stabilité du talus 01 (coupe01) Massif 01 :

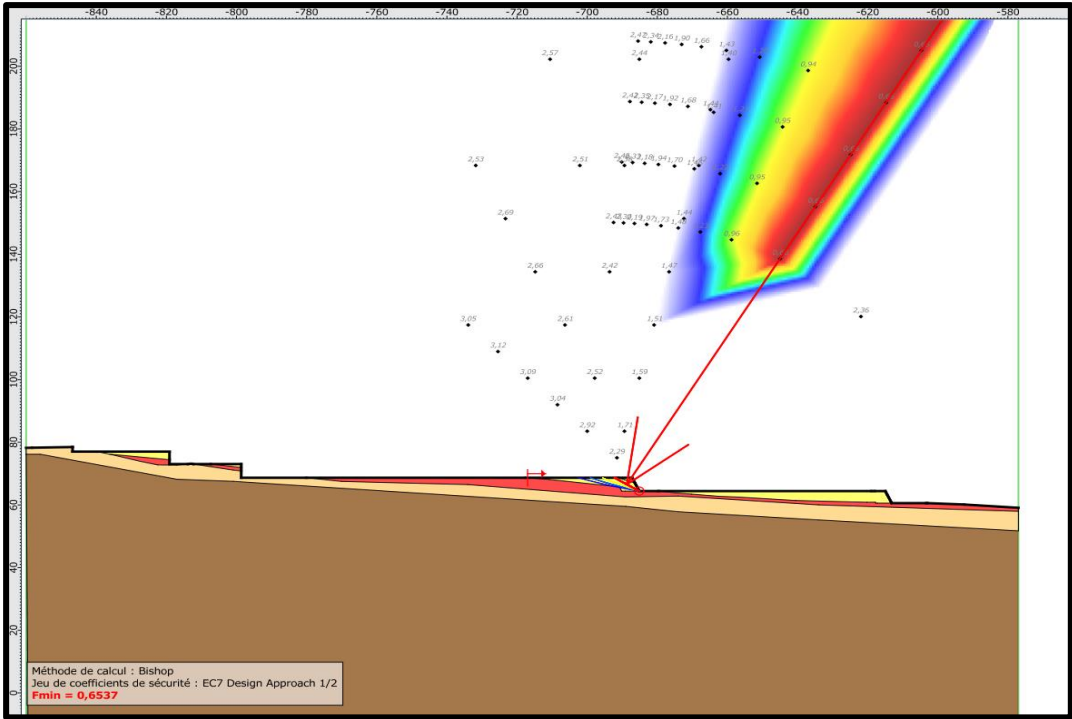


Figure 5.5 : vue générale du massif 1 sans renforcement et sans chargement.

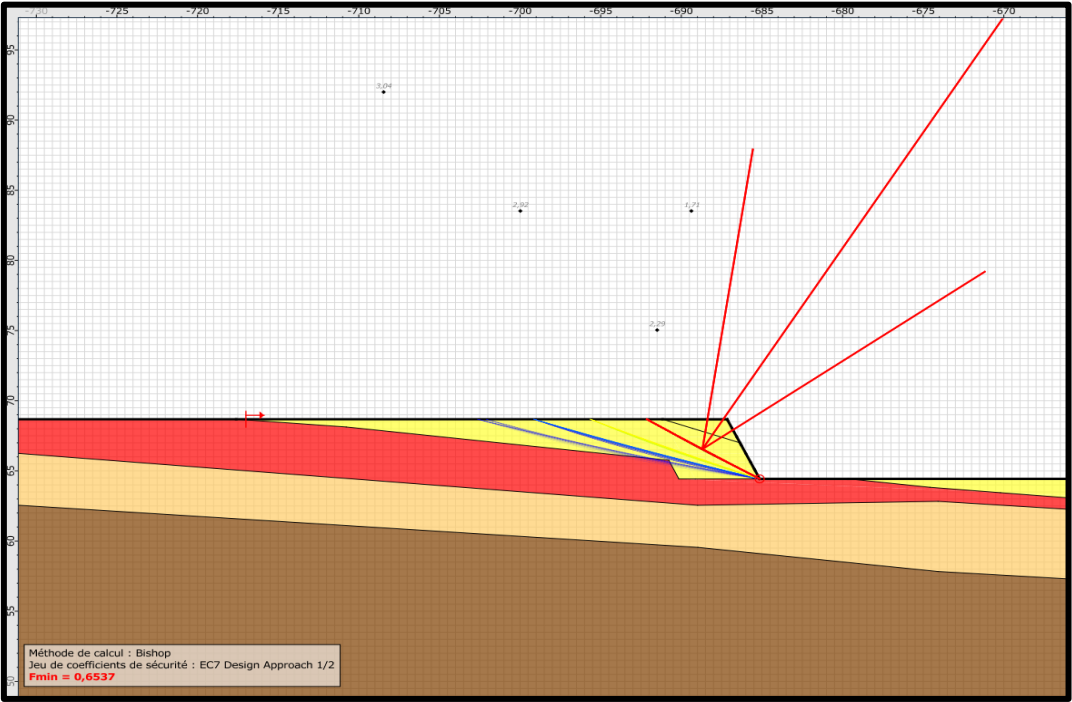


Figure 5.6 : Massif 01 Sans renforcement Non Chargé.  $F_s=0.65$  Stabilité non vérifiée



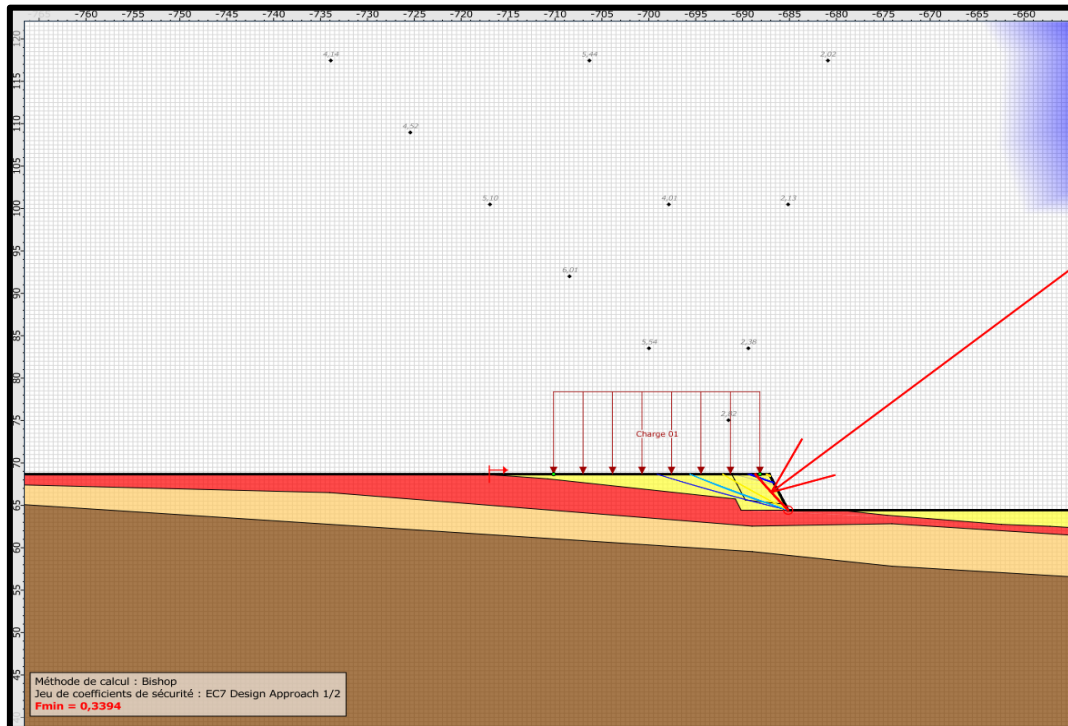


Figure 5.7 : Massif 01 Sans renforcement Chargé.  $F_s = 0.339$  Stabilité non vérifiée

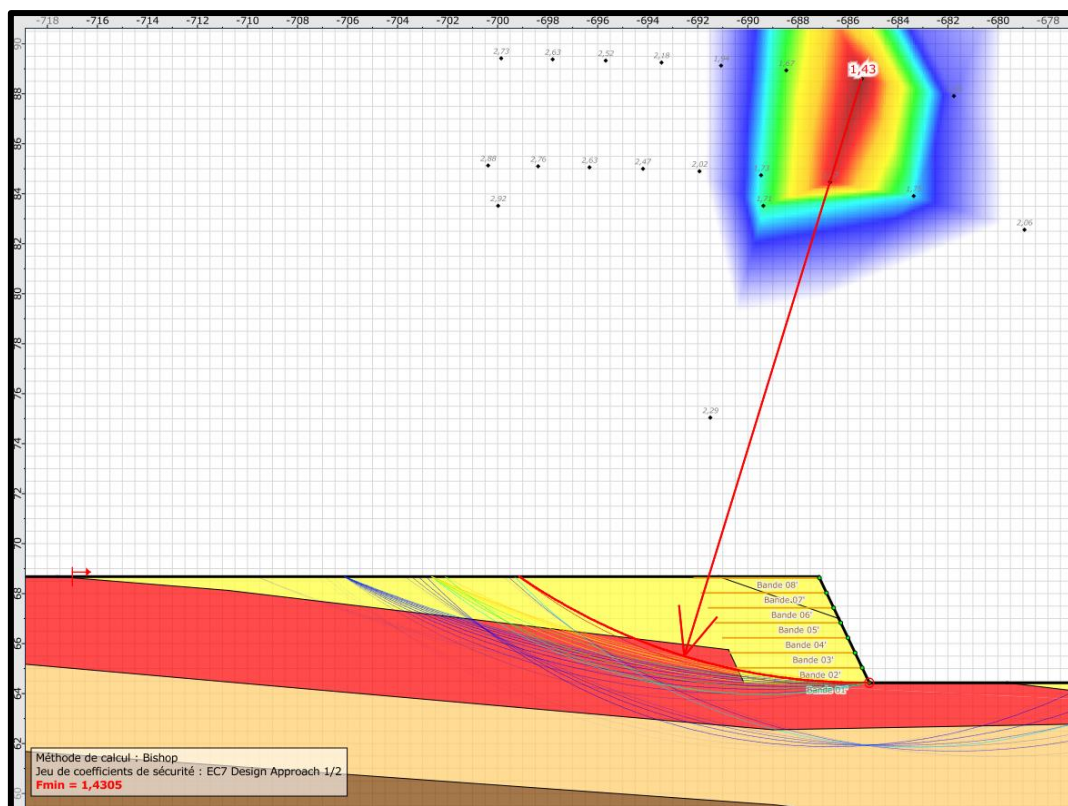


Figure 5.8 : Massif 01 Avec renforcement Non Chargé.  $F_s = 1.43$  Stabilité vérifiée

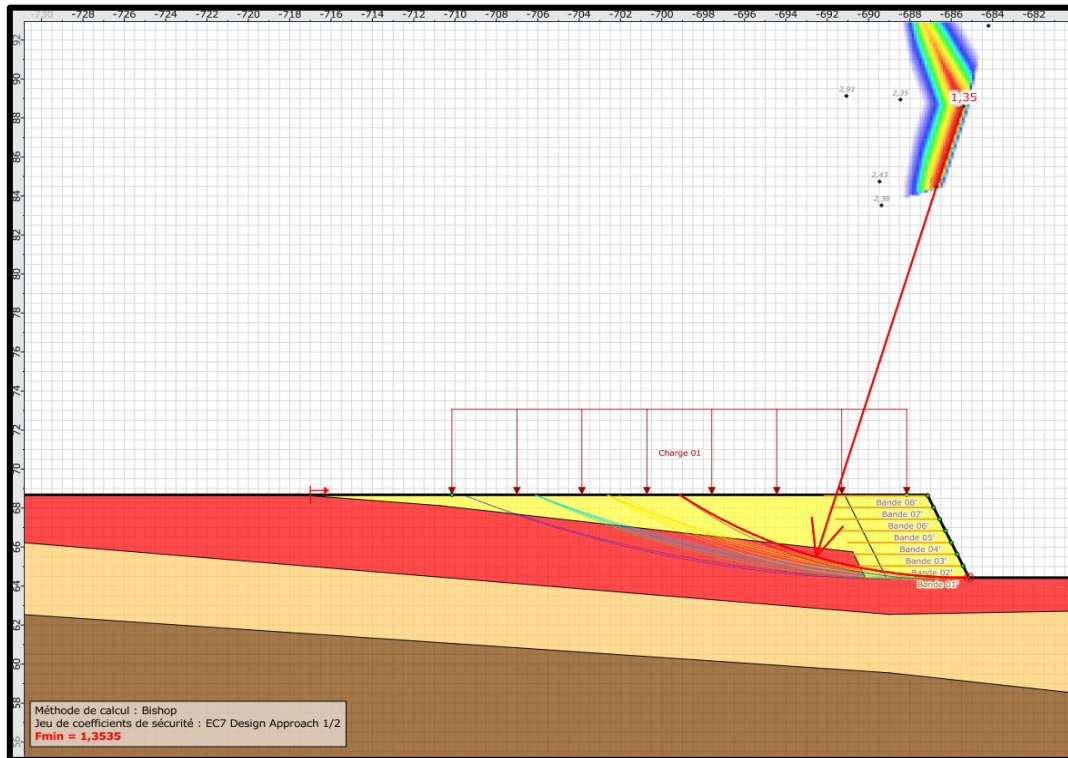


Figure 5.9 : Massif 01 Avec renforcement Chargé.  $F_s = 1.353$  Stabilité vérifiée

- Justification de la stabilité du talus 01 (coupe01) Massif 02 :

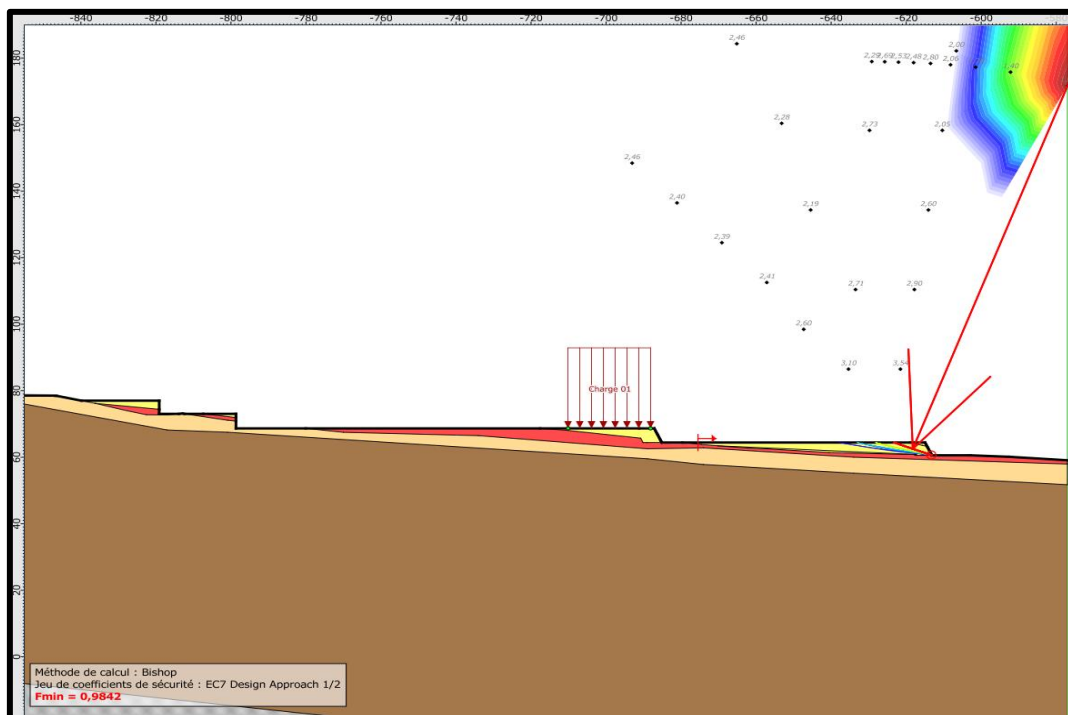


Figure 5.10 : vue générale du massif 2 sans renforcement et sans chargement.

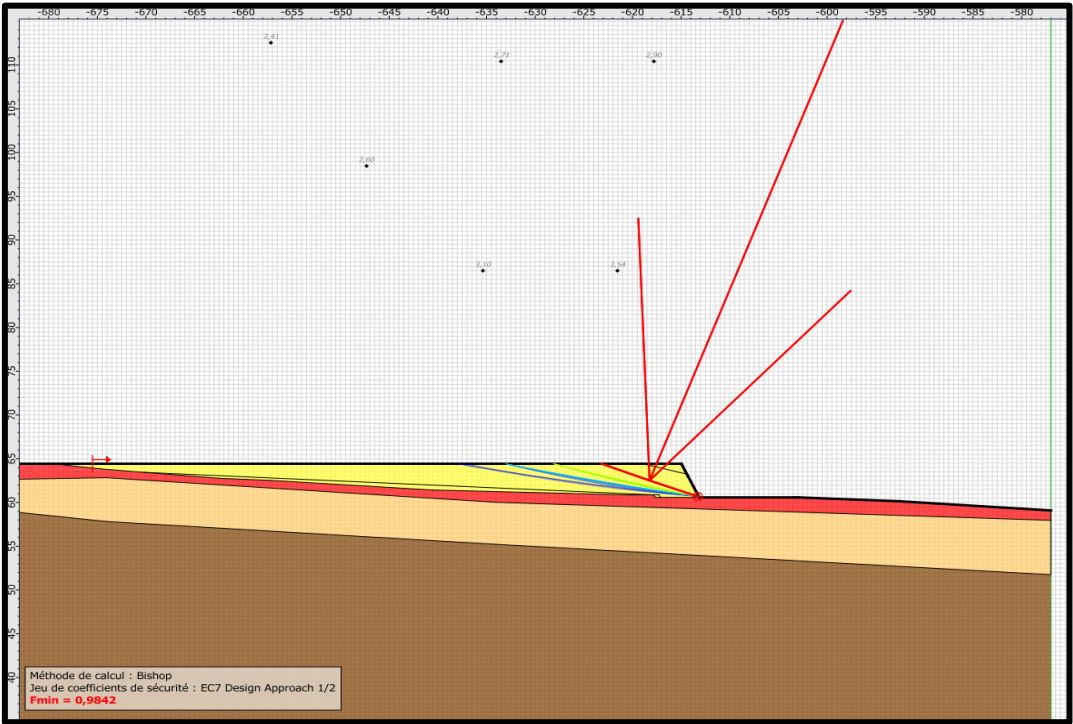


Figure 5.11 : Massif 02 Non Chargé Sans renforcement  $F_s = 0.98$  Stabilité non vérifiée

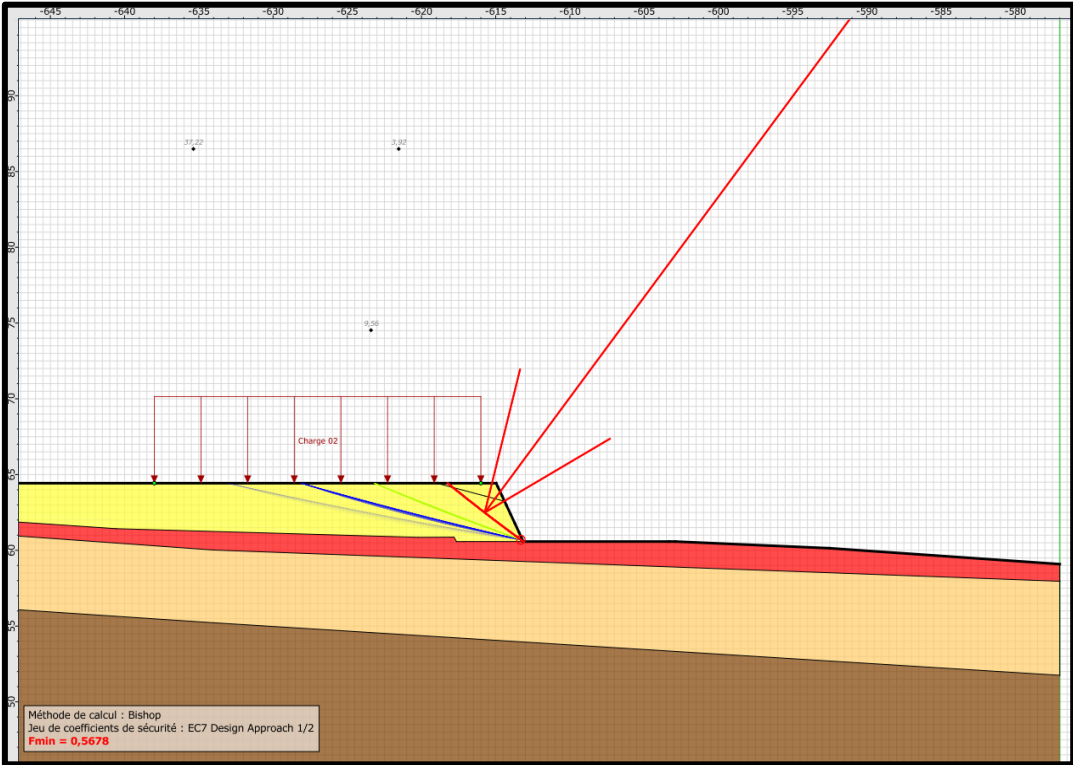


Figure 5.12 : Massif 02 Chargé Sans renforcement.  $F_s = 0.56$  Stabilité non vérifiée

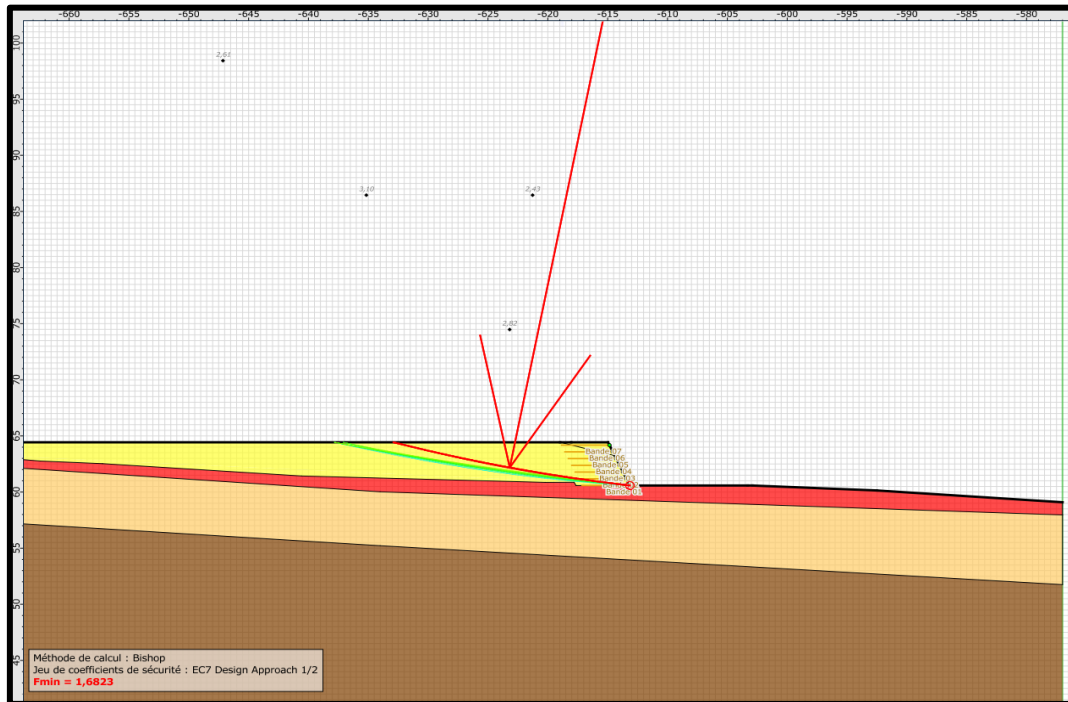


Figure 5.13 : Massif 02 Non Chargé Avec renforcement.  $F_s = 1.68$  Stabilité vérifiée

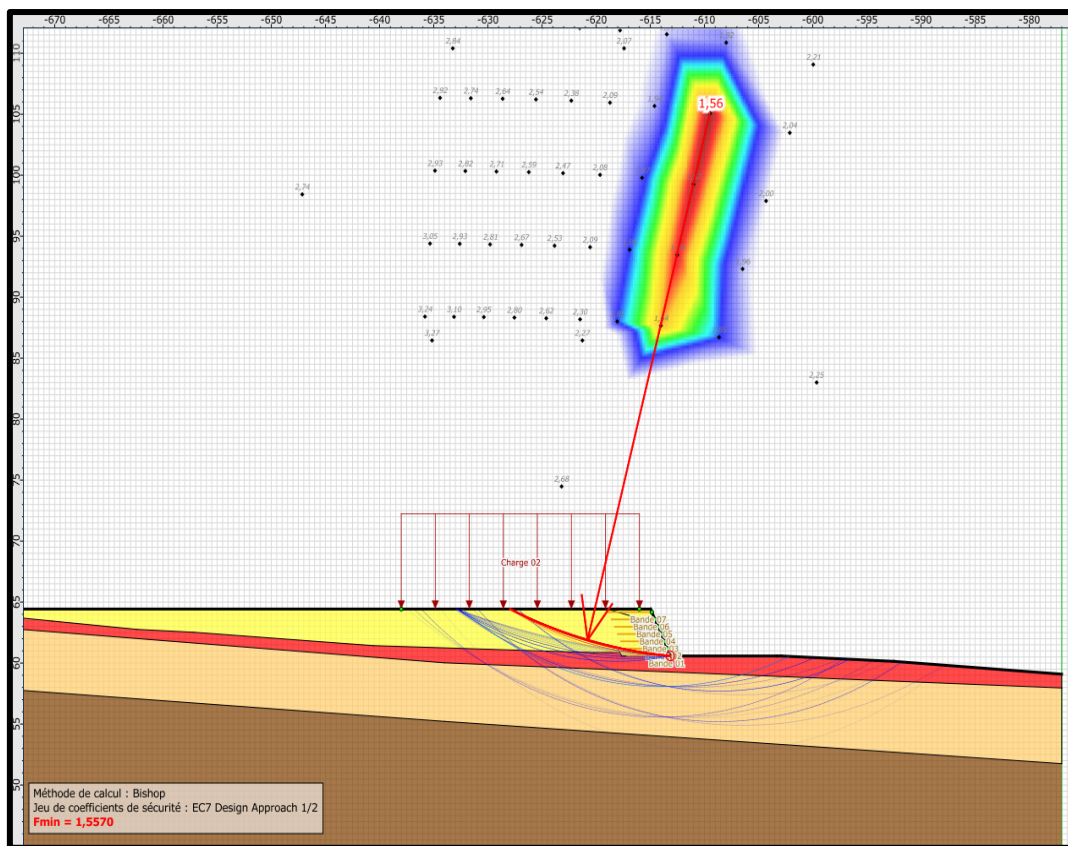


Figure 5.14 : Massif 02 Chargé Avec renforcement.  $F_s = 1.56$  Stabilité vérifiée

### V.4.3. Justification de la stabilité externe des massifs en remblai renforcé :

Extrait norme NFP 94-270 « La justification de la stabilité externe du massif en sol renforcé doit comprendre les vérifications de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface avec le sol support et du poinçonnement de celui-ci (défaut de capacité portante). La justification doit s'effectuer suivant l'approche de calcul 2 (voir norme NFP 94-270). » Nous avons également vérifié la stabilité au renversement du massif en sol renforcé, selon l'approche de calcul 2.

#### V.4.3.1. Justification de la stabilité externe des massifs en remblai renforcé vis-à-vis du renversement :

La vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement consiste à s'assurer que l'inégalité suivante est vérifiée

$$\frac{M_{S/A}}{M_{R/A}} \geq \gamma_{S;d} \cdot \gamma_{R;d} \quad (41)$$

$M_{S/A}$ : Moment stabilisant engendré par le poids propre du remblai.

$M_{R/A}$ : Moment renversant comprenant les moments engendrés par la poussée horizontale des terres et la surcharge Q appliquée en tête.

$\gamma_{R;d}$ : Coefficient partiel de modèle associé à la méthode de calcul utilisé, égal à 1,10,

$\gamma_{S;d}$ : Coefficient partiel relatif aux actions, égal à 1,35.

**Tableau 31 : valeurs des forces et moments verticaux et horizontaux.**

	Force verticale (KN/ml)	Bras de levier(m)	Moment Verticaux (KN.m/ml)	Force horizontales (KN/ml)	Moments horizontaux (KN.m/ml)
<b>Massif</b>	425	2,5	1062,5	-	-
<b>Poussée sol</b>	-	1,4	-	164,72	190,3
<b>Poussée charge</b>	-	2,12	-	10,2	21,675
	425	-	1062,5	174,92	211,975

- **Application numérique :**

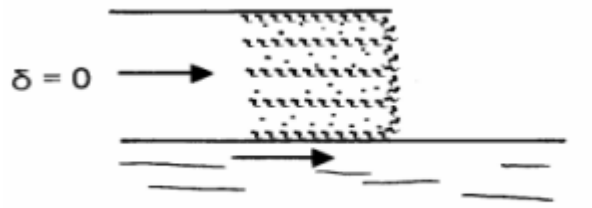
$$M_v/M_H = 1062,5 / 211,975 = 5.01$$

$M_v/M_H \geq 1.1 ; 1.35$  la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement est assurée

### V.4.3.2. Justification de la stabilité des massifs en remblai renforcé vis-à-vis du glissement

A l'ELU, pour démontrer que le sol de fondation du massif supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par glissement sur le terrain, on doit vérifier, selon l'approche de calcul 2 (4), que l'inégalité suivante est satisfaite.

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \quad (42)$$



**Figure 5.15 : Stabilité au glissement  $F_s=1.5$**

$H_d$ : charge horizontale ; la somme des efforts induits par la poussée des terres amont et la surcharge Q

$R_{p;d}$ : résistance frontale ou tangentielle de la base du massif à l'effet de  $H_d$  égale à la butée. Par sécurité, cette résistance est négligée:  $R_{p;d} = 0$ .

$R_{h;d}$ : résistance au glissement de la base du massif sur le terrain, déterminée, en conditions drainées, par l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \frac{F_v \cdot \tan \phi}{\gamma_{R;h} \cdot \gamma_{R;d}}$$

Avec :

$V_d = F_v$  : L'ensemble des charges verticales transmises par le massif au sol.

$\gamma_{R;h}$  : Facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation, égal à 1,10.

$\gamma_{R;d}$ : Coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, égal à 0,9.

$\phi$ : Angle de frottement du terrain d'assise du massif.

$F_v = 425$  (KN/ml),  $\phi = 30^\circ$ .

**Application numérique :**

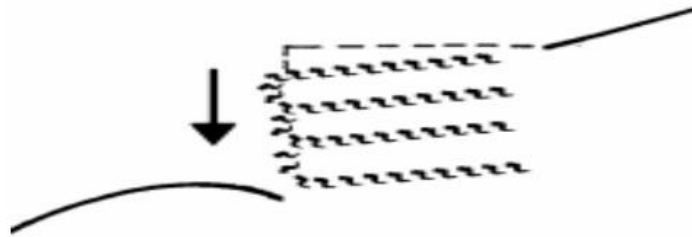
$R_{h;d} = 244.69$ KN/m

$R_{p;d} = 0$ .

$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \leftrightarrow 174.92 < 244.69$ KN/ml.

Donc, la stabilité vis-à-vis du glissement du massif renforcé est vérifiée.

**V.4.3.3. Justification de la stabilité des massifs en remblai renforcé vis-à-vis du poinçonnement :**



**Figure 5.16 : Stabilité au poinçonnement  $F_s = 2$**

❖ *Calcul de  $q_{ref}$  :*

$$q_{ref} = \frac{V_d}{(B - 2e)} = \frac{F_v}{(B - 2e)}$$

▪ *Calcul de la largeur réduite :*

$$B - 2e = 2 \cdot \frac{\sum M}{\sum F_v}$$

Avec :

$$\sum \text{Moment} = \sum M_v - \sum M_h$$

**Application numérique :**

$$B - 2e = 1.6 \text{ m}$$

▪ La contrainte de référence  
sous le massif

$$q_{ref} = 265.46 \text{ Kpa}$$

▪ La contrainte de fluage  $Q_{fu}$  (est la contrainte admissible du sol minimale est de 200KPa ; données du rapport géotechnique)

En considérant les surcharges appliquées sur le mur, la contrainte de référence appliquée au niveau du sol d'assise,  $Q'_{ref}$ , et doit être inférieure à  $Q_{fu}/\gamma_{R;v}$ .

$$Q_{fu} = 200 \text{ KPa} ; \gamma_{R;v} = 1.4$$

$$Q'_{ref} = 200/1.4$$

$$Q'_{ref} = 142.85 \text{ KPa}$$

$$Q'_{ref} < q_{ref} \text{ et } Q_{fu} \quad (43)$$

Donc, la stabilité vis-à-vis au poinçonnement est vérifiée

## V.5. CONCLUSION

Le calcul de la stabilité statique de talus a été effectué en utilisant logiciel de calcul de stabilité au glissement TALREN V05, basé sur la méthode d'équilibre limite, représentée par la méthode de BISHOP.

Les résultats obtenus par cette méthode nous indiquent un coefficient de sécurité  $F_s$  faible pour l'état de talus en remblai non renforcé (chargé et non chargé), signifiant une stabilité interne non vérifiée. Pour cela on a adopté un renforcement par géotextiles, qui a augmenté le coefficient de sécurité pour la stabilité interne à une valeur acceptable supérieur à 1,3.



Les conditions de la stabilité externe des massifs en remblai renforcé par géotextiles, vis-à-vis du poinçonnement, glissement et renversement sont vérifiées.

D'après ces résultats, on conclue que le renforcement du massif en remblai par des bandes géotextiles assure la stabilité.

**CONCLUSION**  
**GENERALE**

A partir des différents chapitres étudiés dans ce mémoire, on a pu prendre connaissance de l'importance de choix de type de fondation (superficielle et profonde), et sa relation avec le sol d'assise, ainsi que les méthodes d'évaluation de la stabilité du sol. Aussi, on a analysé les caractéristiques de la zone d'étude généralement, et le site du projet en particulier, à la compagne géotechnique, dans l'intention de déterminer la nature du sol et son comportement.

Le présent travail, avait pour but d'étudier le système de fondations d'un complexe sportif, ainsi qu'une étude sur la stabilité du site (terrain en pente).

La compagne géotechnique a mis en évidence qu'on a un sol constitué des argiles marneuses. C'est un sol qui a montré des bonnes caractéristiques avec une bonne compacité.

Afin d'estimer la contrainte maximale que le sol peut supporter, on a comparé les résultats obtenus des calculs de la capacité portante par les essais In-situ et les essais en laboratoire. Cette comparaison a indiqué que résultats sont proches et similaires, et en se basant sur la lithologie du site, nous avons recommandé une contrainte admissible de 2.11 bars à 1.5m de profondeur, pour des fondations superficielles de types semelles isolés.

Ensuite, nous avons calculé les tassements sur la base des essais pressiométriques et ceux du laboratoire. Les résultats obtenus ont été aussi similaires, et sont tous inférieur à 5cm. Donc, les tassements sont admissibles.

L'étude de la stabilité statique du site de projet qui se trouve sur une pente, a été réalisée sur deux massifs en remblai compact, suivant la méthode de Bishop, et en utilisant logiciel de calcul TALREN V05. Les résultats ont indiqué que la stabilité du sol à son état initial n'est pas assurée. Alors on a opté pour un renforcement par un parement en blocs en béton avec des bandes géotextiles.

Cette solution a élevé le coefficient de sécurité à une valeur supérieure à 1.3, pour les deux massifs, et pour les 2 cas de chargement (chargé et non chargé). Et donc la stabilité interne est vérifiée.

Pour la stabilité externe relative au poinçonnement, glissement et renversement, les conditions sont aussi vérifiées.

Par conséquent, la stabilité a été améliorée après le renforcement des massifs en remblai par des bandes géotextiles. Et donc la stabilité est assurée.



# **Références bibliographiques**

- [1]- BAHAR. (R), Formation continue, Sols et Fondations (2006). GECOTEC.
- [2] - livre technique d'ingénieur « C246 fondation superficielle » par Roger FRANK.
- [3]- D. Gildas Sleeve MONTCHO, PFE « Fondations Profondes Dimensionnement et conception d'un programme de calcul. », 73 pages, université CHEIKH ANTA DIOP de Dakar, école supérieur Polytechnique, département génie civil, 2005.
- [4]- Terzaghi K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
- [5]- Djebli Oussama/ Tidafi Idriss, Mémoire Mastère géotechnique/ Université de BLIDA / ETUDE DES FONDATION PROFONDES D'UNE TOUR R+14, 2020.
- [6]- Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.
- [7]- Plumelle C. (2004-2005) Cour Géotechnique C.N.A.M- Géotechnique B1/B6.
- [8]- Livre « LES ESSAIS IN-SITU DANS LES PROJETS DE FONDATIONS » par Ali BOUAFIA
- [9]- Essais Géotechniques 1 GT843 / Pr. Zadjoui A. / Aissaoui S. '2019/2020'
- [10]- [www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations\\_superficielles.pdf](http://www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations_superficielles.pdf)
- [11]- Mémoire Mastère géotechnique/Université de khemis milliana/Analyse de la capacité portante du sol et choix du type de fondation/ page 54.
- [12]-  
[https://www.researchgate.net/publication/305661360\\_Tassement\\_des\\_fondations\\_superficielles\\_dans\\_les\\_sols\\_fins\\_a\\_partir\\_des\\_essais\\_de\\_penetration\\_statique\\_CPT\\_et\\_dynamique\\_DP\\_T](https://www.researchgate.net/publication/305661360_Tassement_des_fondations_superficielles_dans_les_sols_fins_a_partir_des_essais_de_penetration_statique_CPT_et_dynamique_DP_T)
- [13]- BOUDDLAL OMAR étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. THÈSE DE DOCTORAT 2013
- [14]- Bouafia.A., Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleus international .2010.
- [15]- SEKHAL Adjel Ahmed; BENDANI Karim; BENSMAIN Hamza: « ETUDE DE L'EFFET DES PARAMETRES GEOMETRIQUES SUR LA STABILITE DES TALUS NATURELS » Chlef les 9 et 10 Octobre 2013.
- [16]- Kamel M'ZOUGHEM ; Walid CHENAFI : « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) » ; Mémoire de fin d'études, diplôme d'Ingénieur d'Etat en Géologie ; Option : Géologie de l'ingénieur ; - université de Sétif 2006.

[17]- GEO-SLOPE International Ltd:

« Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version »; an Engineering Methodology; Third Edition, March 2008.

[18]- Plaxis 2D version 8.2: « Plaxis manuals »; R.B.G Brinkgreveet W Broere; Delft university of technology and Plaxis B.V the Netherlands.

[19]- ADIL Roza ; HAMMOU Nesrine : « Etude de stabilité des talus des gradins Cas : la mine du Phosphate de Djebel Onk(Tébessa) » ; mémoire de fin d'études ; Option : exploitation des mines ; Département des mines ; Faculté des Sciences de la terre ; université de Annaba.

- FASCICULE 62, titre V, Règle Techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG. Applicable aux marchés publics de travaux, ministère de l'équipement du logement, 1993.