

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC 486

Ecole Supérieure Polytechnique
Centre de Thiès

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

**Titre : Modélisation du comportement du sol de fondation
du viaduc de franchissement VF/RN1 de Pikine
(Lot 3 de l'autoroute à péage)**

**Auteurs : M. Abdou SAMB
M. Tairou SEYE**

Directeur interne : M. Mamadou Lamine LO

**Directeur externe : M. Mouhamadou Bamba DIAGNE, responsable du
département Génie Civil de BETEG**

Année académique : 2006 - 2007

REMERCIEMENTS

Nous tenons, d'abord, à remercier *Messieurs Mamadou Lamine LO, professeur de géotechnique et Mouhamadou Bamba DIAGNE, responsable du département génie civil de BETEG* pour avoir dirigé notre projet de fin d'études. Nous les remercions vivement pour leur disponibilité et l'encadrement qu'ils nous ont réservé. Leurs conseils, suggestions et encouragements nous ont été fructueux.

Nos remerciements vont également à l'endroit du :

- *Dr. Moustapha NDIAYE*, professeur de *Structure* à l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès, pour l'aide qu'il nous apportée dans la formulation par éléments finis ;
- *Dr. Meïssa FALL*, professeur à l'Institut des Sciences de la Terre (IST), pour nous avoir initiés et soutenus dans la simulation numérique par *PLAXIS*. Ses conseils ont été d'un apport notoire ;
- *Dr. Ismaïla GUEYE*, professeur de *Mécanique de Sols II*, pour ses conseils et suggestions importants ;
- *MM. Sakhir NIASS et Cheikh WADE* de l'*APIX* pour leur collaboration, à travers tous les plans et données géotechniques qu'ils ont pus mettre à notre disposition ;
- *M. Galaye NIANG*, professeur de *Béton Armé II* qui nous a beaucoup aidés dans la définition des charges de l'ouvrage.
- Tous les professeurs de l'*Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès* ;

Mention spéciale à nos parents et familles à qui nous devons la réussite de nos études. On ne peut leur rendre la monnaie pour tous les moyens qu'ils ne cessent de déployer dans la quête de notre réussite sociale. Nous leurs dédions de tout cœur ce travail.

Enfin, nous aimerions mentionner tous nos camarades de promotion.

SOMMAIRE

Le viaduc de franchissement VF/RN1 de Pikine faisant l'objet de notre projet de fin d'études, repose sur des fondations profondes. Vu l'importance de ce projet, il serait pertinent de prévoir le comportement des ses fondations afin de s'assurer de la durabilité et de la stabilité de l'ouvrage. Ce travail à caractère théorique et numérique vise à modéliser et à simuler le comportement des ouvrages de fondations de ce viaduc.

Nous présentons dans ce travail le comportement du sol de fondation sous l'influence des charges de l'ouvrage. Une analyse numérique est également réalisée au moyen du logiciel *PLAXIS*. Ensuite, nous proposerons une formulation par éléments finis en vue d'une modélisation des pieux soumis à un chargement vertical et des réactions du sol de fondation. Le phénomène d'interaction sol-pieu est également pris en compte dans la modélisation des pieux ; en effet, ce phénomène joue un rôle important dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. De plus, un calcul analytique est effectué pour vérifier la résistance du sol de fondation.

L'interprétation des sondages géotechniques nous a permis de savoir que notre sol de fondation est un sable fin, et ainsi le modèle de sol Mohr-Coulomb a été adopté dans le cadre de cette étude. Le calcul analytique effectué et les résultats obtenus, lors de la simulation numérique avec *PLAXIS*, ont permis de vérifier la stabilité du modèle qui nous a été proposé. Lors de la simulation numérique, tous les éléments du maillage effectué ont présenté un état élastique ; ce qui justifie que le sol de fondation n'a pas atteint la phase de rupture, donc la stabilité est assurée.

Mots-clés : modèle Mohr-Coulomb ; éléments de maillage ; interaction sol-pieu ; interface sol-structure ; éléments finis ; simulation numérique ; élément d'interface ; élément de pieu.

TALBE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS.....	vii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS ET FONDATIONS PROFONDES.....	2
PARTIE A : GENERALITES SUR LES PONTS.....	2
I. Introduction et historique.....	2
II. Définitions.....	2
II. 1. Les ponts.....	2
II. 2. Les Viaducs.....	3
II. 3. Passerelles.....	3
III. Composantes d'un pont.....	3
III. 1. Le Tablier.....	3
III. 2. Les appuis.....	4
III. 3. Fondations.....	4
III. 4. Superstructures.....	4
IV. Classification des ponts.....	4
IV. 1. Suivant leur fonctionnement mécanique.....	4
IV.2. Suivant leur disposition en plan.....	5
IV. 3. Suivant la nature de la voie portée.....	5
IV. 4. Suivant leur position par rapport à la voie considérée.....	5
IV. 5. Suivant la mobilité du tablier.....	5
V. Classes de ponts.....	6
VI. Critères de conception.....	6
VI. 1. Paramètres géométriques.....	6
VI. 2. Paramètres géologiques.....	7
VI. 3. Paramètres environnementaux.....	7
VI. 4. Paramètres de charges.....	7
PARTIE B : GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES.....	14
I. Définitions.....	14
II. Les principaux types de pieux.....	14
II-1 Pieux battus.....	15
II. 2 Pieux forés.....	5
III. Classification des pieux.....	16

III. 1. Pieux flottants ou résistants par frottement latéral	6
III. 2. Pieux chargés en pointe	16
III. 3. Pieux résistants à la fois en pointe et par frottement latéral	17
IV. Evaluation de la résistance de pointe	17
V. Mécanisme du frottement latéral	17
CHAPITRE II : CARACTERISATION DU SOL DE FONDATION	19
I. ESSAIS DE LABORATOIRE	19
I.1. ESSAIS D'IDENTIFICATION	19
I.2. ESSAIS DE RESISTANCE	28
II. LES ESSAIS IN SITU	30
II. 1. Les sondages pénétrométriques dynamiques PD9 et PD10	30
II. 2. Les sondages pressiométriques SP6 et SP7	32
CONCLUSION	32
CHAPITRE III : VERIFICATION DU MODELE PROPOSE	33
I. Evaluation des charges appliquées	33
II. Calcul des capacités portantes des éléments de fondation	42
III. Vérification de la résistance	51
IV. Calcul des déplacements	51
V. Vérification des dispositions requises	55
VI. Conclusion	55
CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE PAR PLAXIS	57
I. PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS	57
II. SIMULATION DU COMPORTEMENT DU SOL DE FONDATION SOUS LA PILE P2	61
III. ANALYSE DES RESULTATS	72
CHAPITRE V : MODELISATION ANALYTIQUE DES FONDATIONS	73
I. Rappel des bases théoriques de la méthode des éléments finis	72
II. Modélisation du sol	75
III. Modélisation de l'interface sol-pieu	77
IV. Modélisation du pieu	82
CONCLUSION GENERALE	90
RECOMMANDATIONS	91
BIBLIOGRAPHIE	92
WEBOGRAPHIE	93
ANNEXES	94

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Système Bc.....	10
Figure 1-2 : Système Bt.....	11
Figure 1-3 : Système Br.....	12
Figure 1-4 : Système Mc 120.....	12
Figure 1-5 : Schéma de principe d'une fondation profonde.....	14
Figure 1-6. Pieux flottants.....	16
Figure 1-7 : Pieux chargés en pointe.....	16
Figure 1-8 : mécanisme du frottement latéral.....	17
Figure 3 -1 : Coupe transversale du demi-tablier en caisson.....	34
Figure 3 -2 : Coupe longitudinale du pont.....	34
Figure 3 -3 : Elévation de la pile P2.....	36
Figure 3 -4 : Elévation de la culée.....	40
Figure 3-5 : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.....	44
Figure 3-6 : Valeur du frottement latéral unitaire.....	48
Figure 4-1 : Interface graphique INPUT de PLAXIS 7.2.....	58
Figure 4-2 : Interface graphique CALCULATION de PLAXIS 7.2.....	59
Figure 4-3 : Interface graphique Output de PLAXIS 7.2.....	60
Figure 4-4 : Interface graphique Curves de PLAXIS 7.2.....	61
Figure 4-5 : Propriétés de la première couche de sol.....	63
Figure 4-6 : définition des couches de sol.....	63
Figure 4-7 : définition des paramètres de l'interface.....	64
Figure 4-8 : génération du maillage.....	65
Figure 4-9 : structure juste après les calculs.....	66
Figure 4-10 : diagramme déplacements horizontaux-pieu1.....	68
Figure 4-11 : diagramme déplacements verticaux-pieu1.....	68
Figure 4-12 : diagramme déplacements totaux-pieu1.....	69
Figure 4-13 : diagramme efforts axiaux-pieu1.....	69
Figure 4-14 : diagramme efforts tranchants-pieu1.....	70
Figure 4-15 : diagramme moment fléchissant-pieu1.....	70
Figure 5-1 : éléments d'interface de type « sans épaisseur ».....	79
Figure 5-2 : éléments d'interface de type « couche mince ».....	79
Figure 5-3 : modèle d'interface « couche mince » bidimensionnel.....	80
Figure 5-4 : pieu isolé.....	83
Figure 5-5 : élément de pieu isolé.....	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : coefficient a1	8
Tableau 1-2: coefficient bc	9
Tableau 1-3: coefficient bt	9
Tableau 2-1: Coefficient d'uniformité et de courbure	21
Tableau 2-2 : Analyse granulométrique et sédimentométrie	23
Tableau 2-3 : masse volumique et poids volumique	24
Tableau 2-4 : teneur en eau naturelle	25
Tableau 2-5 : degré de saturation	26
Tableau 2-6 : porosité et indice des vides	27
Tableau 2-7 : équivalent de sable	27
Tableau 2-8 : résultats essai de cisaillement	29
Tableau 2-9 : correspondance entre N et Id	31
Tableau 3-1 : Détermination de la catégorie du sol	44
Tableau 3-2 : valeurs du coefficient de portance k_p	44
Tableau 3-3 : détermination des abaques	47
Tableau 3-4 : coefficient de forme λ	53
Tableau 3-5 : coefficient rhéologique α	53
Tableau 3-6 : coefficient C1.....	53
Tableau 4-1 : Propriétés des matériaux de chaque couche de sable	62
Tableau 4-2 : tableau de connectivité des nœuds-élément 1	66
Tableau 4-3 : contraintes éléments1 et 2-couche de sol 6	67
Tableau 4-4 : déplacements des nœuds dans le repère global	67
Tableau 5-1 : Module de Young E en fonction de la profondeur	76

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

- D : diamètre ou profondeur d'encastrement du pieu
D_e : profondeur d'encastrement mécanique
C : cohésion du sol
Φ : angle de frottement interne du sol
f_p : frottement positif
f_n : frottement négatif
P : périmètre de la section droite du pieu
q_s(z) : frottement latéral unitaire
SC : sondage carotté
PD : sondage sau pénétromètre dynamique
SP : sondage au pressiomètre
E_M : module pressiométrique
P_l : pression limite
C_u : coefficients d'uniformité
C_c : coefficient de courbure
D_x : diamètre correspondant à x % de passants
D_{rs} : densité relative de la sphère
D_{rl} : densité relative du liquide
η : viscosité dynamique du liquide (Pa.s)
γ : poids volumique
γ_d : poids volumique du sol sec
γ_s : poids volumique des grains secs
γ' : poids volumique déjaugé
γ_h : poids volumique total ou poids volumiques humide
g : l'accélération gravitationnelle
w : teneur en eau naturelle
M_w : masse de l'eau
M_s : masse des grains solides
S_r : degré de saturation
V_v : volume total des vides
V_w : volume occupé par l'eau

n : porosité
 e : indice des vides
 σ : contrainte normale
 ε : déformation
 τ : contrainte de cisaillement
 N : indice de pénétration standard
 I_d : indice de densité
 C_N : coefficient correcteur
 L : longueur
 P_{le}^* : à la pression de rupture
 A_p : section droite du pieu
 q_p : capacité portante ou contrainte de rupture sous la pointe
 k_p : facteur de portance
 q_{si} : frottement latéral unitaire
 A_f : surface latérale du pieu
 B : diamètre d'un pieu
 S : espacement des pieux d'une même rangée
 λ : coefficient de forme
 α : coefficient rhéologique
 C_1 est un coefficient de déplacement relatif sol-pieu
 H : hauteur du tronçon du pieu
 E : module de Young
 G : le module de cisaillement
 I : moment d'inertie
 U_x : déplacement horizontal
 U_y : déplacement vertical
 PPV : principe des puissances virtuelles
 μ^* : coefficient de frottement apparent
 μ : coefficient de frottement réel
 δ' : angle de frottement sol-pieu
 k : raideur
 z : profondeur dans le sol

INTRODUCTION

Le Sénégal entre dans une ère où la construction de grands ouvrages semble être l'activité dominante du génie civil. Les ouvrages, du fait des charges importantes qu'ils transmettent au sol de fondation, nécessitent souvent des fondations profondes avec ou sans excavations. Dans ce contexte, les études géotechniques revêtent une importance capitale pour la durabilité et la stabilité de ces fondations. Cependant dans toute étude géotechnique, la modélisation constitue une étape importante pour la qualité des analyses de prévision du comportement du sol et des ouvrages. Ainsi, l'ouvrage projeté qui est le viaduc de franchissement VF/RN1 de Pikine requiert une étude sérieuse pour éviter tout risque de ruine ou de mauvais fonctionnement.

Le viaduc de franchissement VF/RN1 de Pikine, vu sa taille et les enjeux financiers, requiert une étude sérieuse afin d'évaluer son comportement. Dans la plupart des cas, des modèles standard sont utilisés pour étudier le comportement des ouvrages de fondations. Cependant, vu l'importance du projet, il serait beaucoup plus judicieux d'élaborer un modèle qui représente les aspects essentiels du comportement du sol sur lequel l'ouvrage sera réalisé. A cet effet, l'étude du comportement d'un modèle physique de sol consiste en :

- la reconnaissance géotechnique (sondages) et sa synthèse ;
- la schématisation de l'ouvrage et des sollicitations sur celui-ci ;
- au choix du ou des modèles de calcul et l'exécution des calculs ;
- l'analyse des résultats et leur interprétation.

L'objectif du présent rapport consiste à modéliser et à simuler le comportement du sol et celui de des fondations.

Dans ce but, des essais géotechniques ont été effectués afin de caractériser le sol de fondation ; l'évaluation des charges transmises par les fondations, permettra d'évaluer la réponse du sol de fondation. La modélisation se fera par la méthode des éléments finis, et nous utiliserons *PLAXIS* pour faire une simulation numérique du comportement.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique sont structurés en cinq chapitres.

Le premier chapitre retrace quelques généralités sur les ponts (la terminologie des ponts) et sur les fondations profondes. Au deuxième chapitre, nous procéderons à la caractérisation du sol de fondation à partir des données géotechniques obtenues. Les résultats de ce chapitre constituent une base de données dans la simulation numérique par *PLAXIS* qui sera traitée au chapitre quatre. Le chapitre trois consiste en la vérification du modèle proposé.

Le cinquième chapitre est consacré à la formulation d'un modèle de pieu en vue d'une analyse par éléments finis.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS ET FONDATIONS PROFONDES

PARTIE A : GENERALITES SUR LES PONTS

I. Introduction et historique

La construction de ponts est une activité très ancienne, comme en témoignent les nombreuses passerelles découvertes dans des régions restées complètement ou presque complètement isolées du reste du monde. C'étaient principalement, des passerelles suspendues (lianes, bambous tressés) et les poutres (bois, pierres...). Les ponts furent d'abord en bois, et celui-ci, grâce à ses caractéristiques mécaniques, autorise des portées plus grandes que la pierre. Les Romains construisirent les premiers ponts en pierre et de très vieux subsistent encore (le pont St-Ange, 3 voûtes de 18,33 m, construit en 138 ; le pont Severan de 120 m de long, construit en 193). Les premiers ponts métalliques ont été construits en fonte à partir du siècle dernier. Ensuite, à partir de 1850, la production industrielle de fer a permis à ce dernier de remplacer progressivement la fonte. Puis, à la fin du XIX^{ème} siècle, l'acier devint compétitif vis-à-vis du fer pour la construction des ponts.

La construction de ponts en France commença avec les frères Pontifes, chargés de la construction de ces ouvrages jusqu'à la création du Corps des Ponts et Chaussées en 1716. Grâce à ce dernier, le savoir faire Français en matière de ponts s'est développé, et l'avènement du béton armé et de la précontrainte nous permettent aujourd'hui d'avoir de grandes portées et des structures beaucoup plus résistantes.

II. DEFINITIONS :

II. 1. Les ponts :

Un pont est, par définition, un ouvrage construit dans le but de franchir un obstacle naturel ou une voie de communication terrestre (route ou voie ferrée), fluviale ou maritime. Lorsque les dimensions sont de l'ordre de quelques mètres, on parle de ponceau tel que les buses qui sont des ouvrages de forme cylindriques permettant de faire passer un ruisseau ou une petite voie de circulation à travers un remblai. Nous pouvons citer à titre d'exemple :

- Pont Faidherbe de Saint Louis ;
- Pont Noiraud de Kaolack ;
- Le nouveau pont de l'avenue Malick SY, à Dakar.

II. 2. Les Viaducs :

Un viaduc est un ouvrage de franchissement à grande hauteur au dessus d'une brèche ou d'une voie de circulation, constitué de nombreuses travées successives.

Par exemple, le viaduc de franchissement VF/RN de Pikine, permettra de franchir la voie ferrée et la route nationale. Nous avons également le viaduc de Millau, en France, qui est l'un des plus longs et des plus hauts ponts au monde.

Néanmoins, la distinction entre pont et viaduc n'est pas très nette et dans bien des cas les deux termes sont utilisés pour le même ouvrage.

II. 3. Passerelles :

Une passerelle est un type de pont réservé aux piétons, leur permettant de franchir une voie de circulation terrestre (autoroute ou voie ferrée). Il en existe principalement deux types : les passerelles suspendues et les poutres.

Dans les passerelles suspendues, qui sont les plus anciennes, les éléments porteurs sont des câbles, formés de liane ou de bambou, attachés des deux cotés de l'obstacle à franchir soit à des rochers, soit à des troncs d'arbre. Dans le second cas, c'est-à-dire celles fonctionnant en poutres et qui sont les plus réalisées au Sénégal, les éléments porteurs sont des poutres en béton armé.

III. Composantes d'un pont :

Un pont comprend essentiellement quatre (4) parties à savoir : le tablier, les appuis, les fondations et les superstructures.

III. 1. Le Tablier :

C'est la partie sensiblement horizontale du pont, située sous la voie portée, qui comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutres, ou qui est supportée par eux dans le cas des ponts en arc ou des ponts suspendus. Il en existe plusieurs types :

- les tabliers en dalle ;
- les tabliers à poutres sous chaussée ;
- les tabliers à poutres latérales ;
- les tabliers en caisson (c'est le cas du viaduc de franchissement VF/RN1) ;
- les tabliers métalliques ;
- tabliers mixtes à dalle participante ;
- tabliers mixtes à dalle non participante ;

- tabliers orthotropes.

III. 2. Les appuis :

Ils transmettent les différentes charges provenant du tablier au sol par l'intermédiaire des fondations. Parmi les appuis, on distingue les culées qui sont des appuis d'extrémités et les piles qui sont des appuis intermédiaires.

III. 3. Fondations :

Ce sont les éléments d'un pont qui transmettent les charges au sol, donc ils sont en contact direct avec celui-ci. Il en existe trois (3) types :

- fondations superficielles ;
- fondations semi profondes ;
- fondations profondes.

III. 4. Superstructures :

Ce sont les éléments d'un pont qui contribuent à la sécurité et au confort des usagers et à la durabilité. On peut citer :

- la couche d'étanchéité ;
- la couche de roulement ;
- les gargouilles ;
- les trottoirs ;
- les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité) ;
- les corniches ;
- les joints ;
- les appareils d'appuis etc.

IV. Classification des ponts :

Les ponts peuvent être classés de diverses manières, sans être exhaustif nous pouvons en examiner quelques unes :

IV. 1. Suivant leur fonctionnement mécanique :

Les ponts sont classés en trois (3) grandes catégories suivant les dispositions de leurs éléments porteurs principaux ; on distingue :

- les ponts poutres (dont les réactions ne comportent que des composantes verticales)

On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussées, les ponts en caisson, les ponts-dalle, les ponts à poutres latérales, etc. ;

- les ponts en arc (dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale, appelée «poussée ») ;

Ils regroupent les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés ;

- les ponts à câbles (dont les éléments porteurs principaux sont des câbles) :

Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

IV.2. Suivant leur disposition en plan :

Selon ce critère, les ponts sont classés en :

- ponts droits : ce sont des ponts dont les d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.
- ponts biais : ce sont des ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit trop s'éloigner de l'angle droit.
- ponts courbes : ce sont des ponts dont l'axe présente une courbure. Ce genre de pont est à éviter dans la mesure du possible, sinon adopter une courbure constante.

IV. 3. Suivant la nature de la voie portée

On distingue, suivant leur destination, les ponts-routes et les ponts-rails. Les ponts-canaux soutiennent une voie de navigation intérieure alors que les ponts-aqueducs servent à faire passer des canalisations.

IV. 4. Suivant leur position par rapport à la voie considérée

Les ponts courants à construire, lors de l'établissement d'une nouvelle voie, sont appelés passages supérieurs ou passages inférieurs suivant qu'ils sont placés au dessus ou au dessous de cette voie.

IV. 5. Suivant la mobilité du tablier

La plupart des ponts sont fixes. Il existe des ponts mobiles utilisés essentiellement pour franchir une passe navigable lorsque la voie portée ne peut être surélevée suffisamment pour permettre le passage des bateaux. On retrouve dans cette catégorie :

- les ponts levants : ce sont des ponts dont l'axe de rotation est horizontal
- les ponts tournants : ce sont des ponts dont l'axe de rotation est vertical
- les ponts basculants : ce sont des ponts dont le tablier bascule soit en pivotant autour d'un axe horizontal, soit en roulant sur une plate-forme.

V. Classes de ponts :

En fonction de leur largeur roulable les ponts sont classés en trois (3) catégories :

- Ponts de première classe : ce sont d'une part les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est supérieure ou égale à 7 m et d'autre part les ponts supportant des bretelles d'accès aux chaussées citées ci-haut.
- Ponts de deuxième classe : ce sont des ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est comprise entre 5.5 m et 7 m.
- Ponts de troisième classe : ce sont les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est inférieure à 5.5 m.

VI. Critères de conception :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté, vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Ces exigences sont d'ordre géométrique, géologique et environnemental.

VI. 1. Paramètres géométriques :

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée et de celle qui est franchie. Nous pouvons citer :

- la largeur roulable : c'est la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordures de trottoir. Elle comprend outre la chaussée, les bandes d'arrêt d'urgence et les bandes dérasées.

- La largeur chargeable : elle se déduit de la largeur roulable en réduisant 50 cm le long des dispositifs de sécurité. Les bordures de trottoir ne sont pas des dispositifs de sécurité.

- la travée : c'est la partie de pont comprise entre deux appuis consécutifs. Un pont peut comporter un, deux ou plusieurs travées. Celles-ci peuvent être indépendantes ou continues. Lorsqu'elles sont indépendantes, on parle de travées isostatiques.

- la portée : elle est définie comme étant la distance entre deux appuis consécutifs. Dans le cas des travées continues, elle coïncide avec l'entraxe de deux appuis consécutifs. Il n'en est pas de même pour les travées indépendantes.

- l'élancement : c'est le rapport entre l'épaisseur du tablier et la portée la plus déterminante. Lorsque l'épaisseur (inertie) du tablier est variable, on définit un élancement sur appui et un élancement à la clé (en milieu de travée). Les élancements servent à faire le

pré-dimensionnement. En effet, pour chaque type de pont, il a été défini une plage d'élancements économiques permettant de dégrossir les problèmes de dimensionnement.

- tirant d'air : il désigne la hauteur libre permettant le passage des bateaux sous les ponts fluviaux, variable suivant les crues, ou les ponts de bras de mer suivant les marées.

VI. 2. Paramètres géologiques :

Ils concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe, à la suite de sondages géotechniques. Leur recueil constitue une étape décisive dans le choix des fondations.

Les sondages sont assez onéreux et doivent être organisés en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Ils doivent être menés, de préférence aux emplacements probables des appuis.

VI. 3. Paramètres environnementaux :

Ces paramètres sont déterminants dans le choix du type de pont, puisque ce dernier devrait s'insérer parfaitement dans son environnement. Ainsi, l'influence de l'ouvrage sur les éléments tels que : la végétation, la faune, le paysage, etc. doit être pris en compte. De même que l'impact socio-économique de l'ouvrage sur la zone desservie, puisque ce dernier permettra une meilleure mise en valeur de celle-ci.

VI. 4. Paramètres de charges :

Ce sont toutes les actions qui sont susceptibles d'être reprises par la structure et qu'il y a lieu de considérer dans la formation des combinaisons de sollicitations de calcul. Ces actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles.

Charges permanentes : elles sont essentiellement constituées du poids propre de la structure. On prendra pour la masse volumique du béton 2.5 T/m^3 .

Charges variables ou surcharges d'exploitation : sont prises en compte deux natures de surcharges ; les surcharges routières A et B et les surcharges des trottoirs.

Les systèmes A et B sont distincts et indépendants, en ce sens que pour le calcul d'un effet donné, les deux systèmes ne peuvent être appliqués simultanément.

4-1) Surcharges des trottoirs :

Les trottoirs et les pistes cyclables supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des

chaussées et un ou des trottoirs, ou des ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Une charge générale de 150 kg/m^2 est appliquée pour la détermination des fermes maîtresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs.

Une charge uniforme de 450 kg/m^2 est appliquée pour la détermination des autres éléments autres que les fermes maîtresses.

Sur les trottoirs en bordure d'une chaussée, il y a lieu de disposer dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré une roue isolée de 6 tonnes dont la surface d'impact est un carré de 0.25 m de côté.

Les effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres charges de chaussée ou de trottoirs. Ils sont à prendre en compte uniquement lorsqu'il s'agit d'état limite ultime.

4-2) Système A

Pour des ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à $A(l)$ fonction des coefficients a_1 , a_2 et de la longueur chargée L du pont. Les coefficients a_1 et a_2 sont fonction de la classe du pont.

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times \left[230 + \frac{36000}{(L+12)} \right]$$

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V : largeur d'une voie

V_0 ayant les valeurs suivantes :

- 3.5 m pour les ponts de première classe
- 3 m pour les ponts de deuxième classe
- 2.75 m pour les ponts de troisième classe

Le coefficient a_1 est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	5
Classe du pont	première	1	1	0,9	0,75	0,7
	deuxième	1	1	0,9	0,75	0,7
	troisième	0,9	0,8	0,9	0,75	0,7

Tableau 1-1 : coefficient a_1

4-3) Système B

Le système B comprend trois (3) systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- le système Bc se compose de deux camions types ;
- le système Br se compose d'une roue isolée ;
- le système Bt se compose de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes s'appliquent à toutes les classes de ponts, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Les charges du système B sont frappées de majoration dynamique et le coefficient de majoration applicable aux trois (3) systèmes est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est donné par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

$$\alpha = \frac{0,4}{(1 + 0,2 \times L)} ; L \text{ étant la portée du pont}$$

$$\beta = \frac{0,6}{\left(1 + 4 \times \frac{G}{S}\right)} ; G \text{ est la charge permanente de la dalle et } S \text{ la masse totale de camions}$$

de 30T ou essieux-tandems de 32T

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc ou bt, fonction de la classe du pont et (en ce qui concerne bc) du nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul de δ .

Nombre de files considérées	1	2	3	4	>5	
Classe du pont	Première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0,8	-	-	-

Tableau 1-2: coefficient bc

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1	0,9

Tableau 1-3: coefficient bt

❖ Surcharges Bc :

Un camion du système Bc, comporte trois (3) essieux, tous trois, à roues simples munies de pneumatiques, et répondant aux caractéristiques suivantes :

- masse totale 30T ;
- masse portée par chacun des essieux arrière 12T ;
- masse portée par l'essieu avant 6T ;
- longueur d'encombrement 10,5 m ;
- largeur d'encombrement 2,5 m ;
- distance des essieux arrière 1,5 m ;
- distance essieu avant-1^{er} essieu arrière 4,5 m ;
- distance d'axe en axe des roues d'un essieu 2 m ;
- surface d'impact d'une roue arrière = carré de 0,25 m de côté ;
- surface d'une roue avant = carré de 0,2à m de côté.

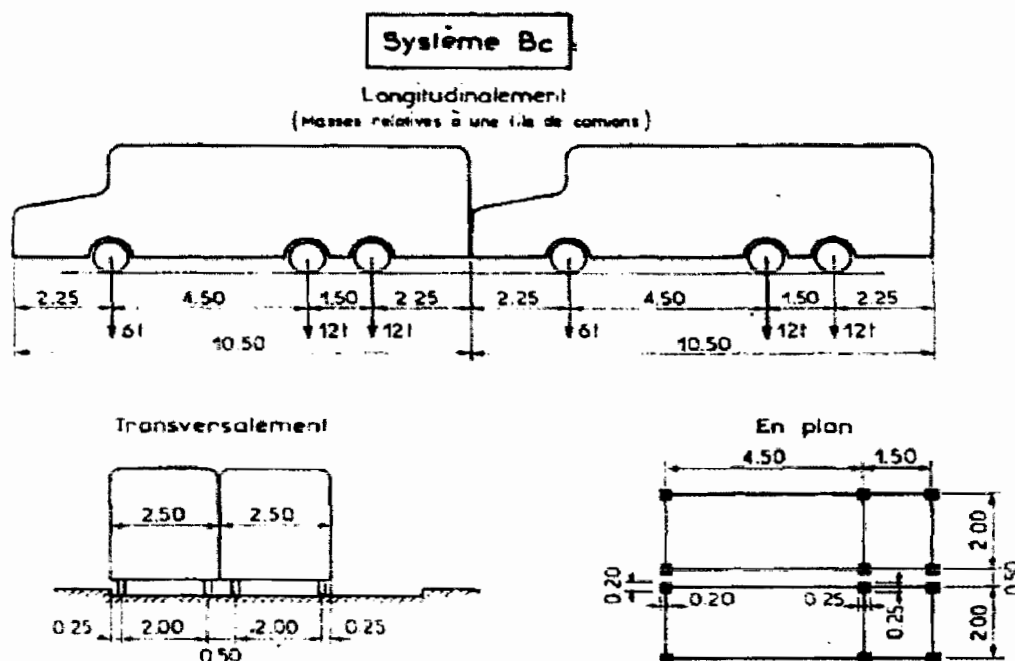


Figure 1-1 : Système Bc

On dispose sur la chaussée, au plus, autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation ; et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions est limité à deux (2). La distance entre deux (2) camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

❖ Surcharges Bt

Un tandem du système Bt, comporte deux (2) essieux, tous deux à roues simples munies de pneumatique et répondant aux caractéristiques suivantes :

- masse portée par chaque essieu 16T ;
- distance des deux essieux 1,35 m ;
- distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

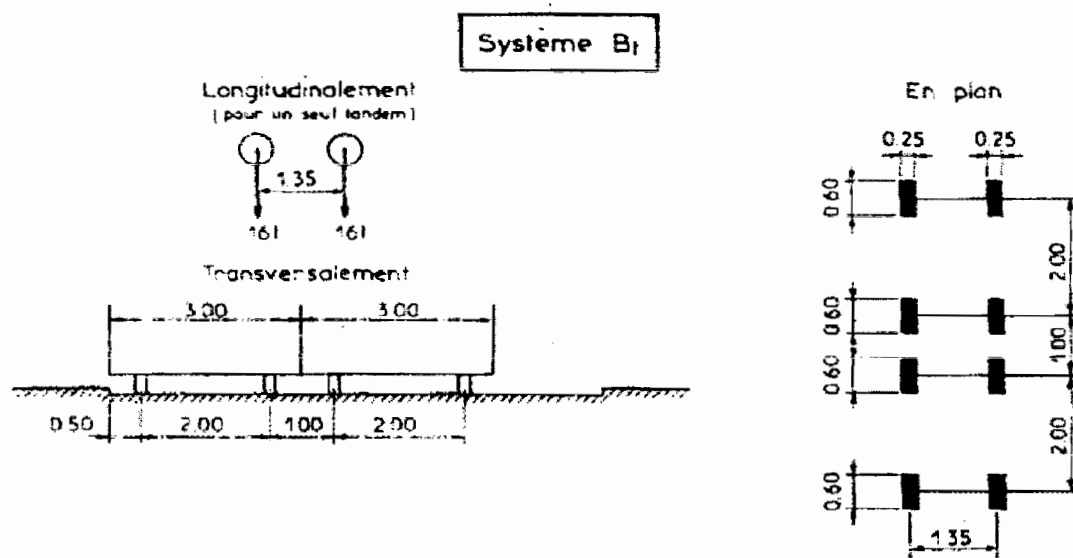


Figure 1-2 : Système Bt

La surface d'impact de chaque roue (portant 8T) sur la chaussée, est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,6 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées, de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément.

❖ Surcharges Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,6 m et le côté longitudinal 0,3 m.

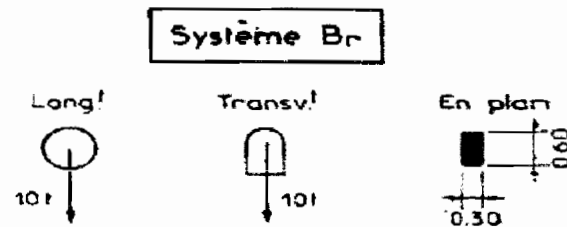


Figure 1-3 : Systeme Br

4-4) Les charges militaires :

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture et d'ossature. Il existe plusieurs types de convois militaires décrits dans le fascicule 61 Titre II (Mc 80, Me 80, Mc120, Me 120 et les charges exceptionnelles de type Dou E), mais nous nous contenterons du système Mc120 que nous jugeons susceptible d'être plus défavorable et mieux adapté à notre cadre d'étude. Ainsi, un convoi Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- masse totale : 110 tonnes ;
- longueur d'une chenille 6.10 m ;
- largeur d'une chenille 1.0 m,
- distance d'axe en axe des deux chenilles 3.30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Nous allons considérer, conformément au fascicule 62 Titre II, que les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convois (une file) ; tandis que dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules n'est pas limité, mais on doit conserver une distance de 36.60 m entre les axes des impacts des deux chenilles de deux véhicules successifs. Les charges militaires sont supposées ne développer aucune charge de freinage, ni force de centrifuge.

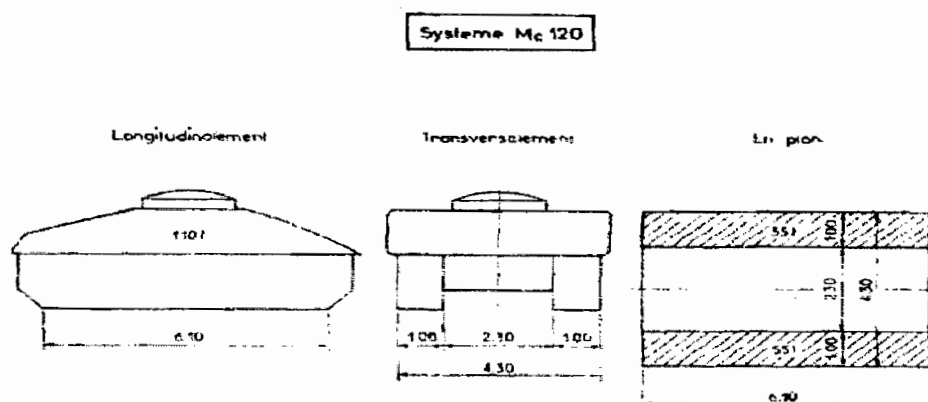


Figure 1-4 : Systeme Mc 120

4-5) Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc, sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre des sens de circulation.

Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité par le texte des instructions au poids d'un véhicule de 30T.

L'effort de freinage correspondant au système A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$\text{Effort de freinage} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \times A(l)$$

expression dans laquelle S désigne la surface chargée en m².

4-6) Effort du vent :

Dans les circonstances courantes, on peut admettre, pour évaluer l'action du vent sur le pont en service, l'hypothèse suivante :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement, une pression P, valant :

$$P = 200 \text{ kg/m}^2.$$

Lorsque le vent souffle, le pont est supposé porter aucune charge mobile, de chaussée ou de trottoir.

4-7) Actions accidentelles : Elles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient. A défaut de textes réglementaires, les valeurs représentatives de ces actions sont fixées par le marché.

PARTIE B : GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES

I. Définitions :

On appelle fondation, tout élément d'une construction, destiné à transmettre au sol, les charges provenant de la superstructure. Elle se caractérise, par sa largeur (B), son épaisseur (ou longueur L) et sa profondeur d'encastrement (D). Cette dernière, se définit comme étant la distance entre la surface du sol et la base de la fondation. Suivant le rapport entre l'encastrement et la largeur de la fondation, on classera les fondations en fondation superficielle, semi-profonde ou profonde. C'est cette dernière qui nous intéresse le plus.

Les fondations profondes, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches situées à de grandes profondeurs, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles. Elles se justifient, quand le sol en place n'a pas une bonne portance, ou si les charges de la structure sont très importantes, ou dans les deux cas.

Le calcul des fondations profondes, diffère de celui des fondations superficielles, par la prise en compte du frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'intersection avec le sol environnant, conduisent à l'introduction de la notion de "profondeur critique" (D_c), qui en première approximation, peut être définie comme le niveau au dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base (Q_p) cesse d'augmenter.

Les fondations profondes ont leur base située au dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux pour lesquels, le rapport D/B doit toujours être supérieur à 5 (fascicule 62 Titre V).

II. Les principaux types de pieux :

Un pieu est la partie des fondations profondes, qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes, pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Les trois parties principales d'un pieu sont : la **tête**, la **pointe** et le **fût** (compris entre la tête et la pointe). La longueur d'encrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. On distingue la profondeur d'encastrement D , de la profondeur d'encastrement mécanique D_e .

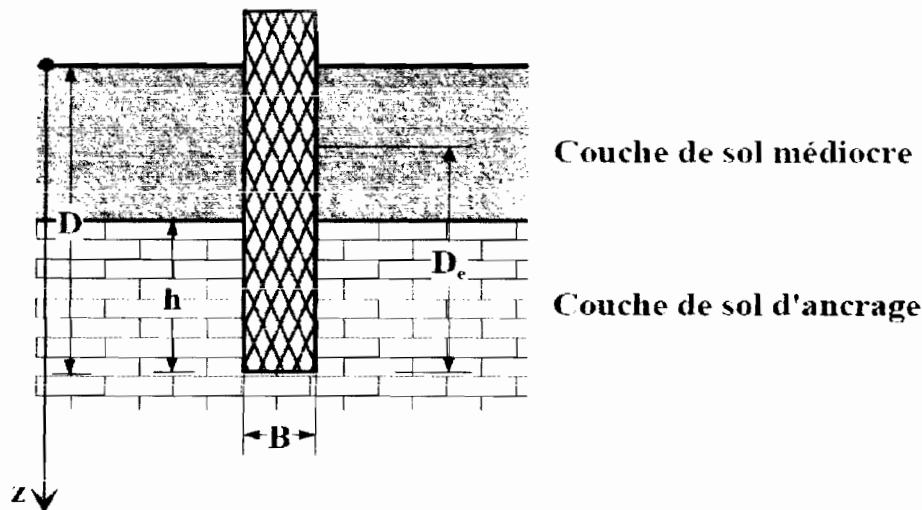


Figure 1-5 : Schéma de principe d'une fondation profonde

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

II-1 Pieux battus :

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance, soit à tube battu exécutés sur place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

II. 2 Pieux forés :

Leur exécution nécessite un forage préalable, exécuté dans le sol avec les outils appropriés, avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m.

L'excavation, peut aussi se faire, à l'aide d'une masse qui vient heurter le sol (mouton) et de la boue de bentonite pour stabiliser les parois. Cette méthode est toujours d'actualité, elle a été utilisée au niveau des chantiers de l'autoroute à péage Dakar-Diamniadio. La mise en place des armatures, se fait avant le coulage du béton.

III. Classification des pieux

Cette classification est basée sur le mode de fonctionnement des pieux.

III. 1. Pieux flottants ou résistants par frottement latéral :

Ces pieux transmettent la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral.

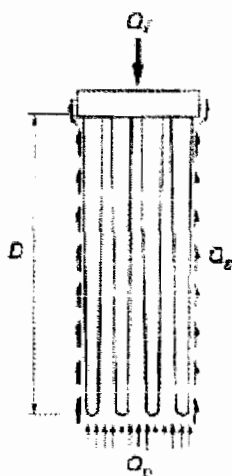


Figure 1-6. Pieux flottants

III. 2. Pieux chargés en pointe :

Ils reportent pratiquement toutes les charges sur une couche résistante profonde.

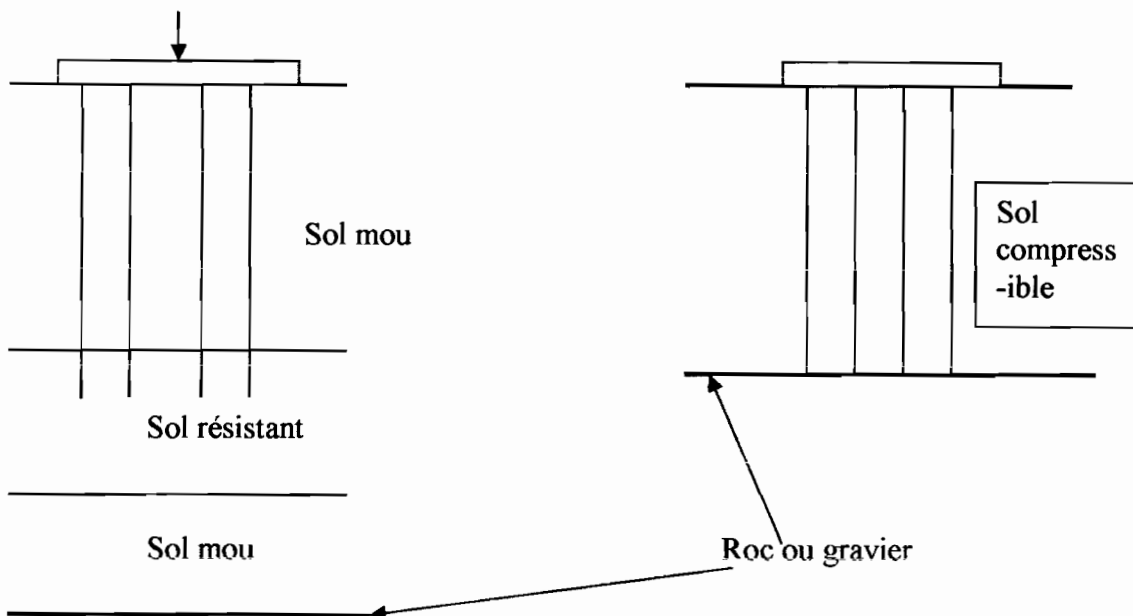


Figure 1-7 : Pieux chargés en pointe

III. 3. Pieux résistants à la fois en pointe et par frottement latéral :

Ce sont des pieux flottants dans leur partie supérieure et transférant la charge à un sol plus résistant à leur base.

IV. Evaluation de la résistance de pointe :

Pour déterminer la force portante des pieux isolés, on peut recourir aux méthodes suivantes :

- utiliser des formules basées sur les résultats de battage des pieux ;
- interpréter les essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux ;
- utiliser les formules statiques de la force portante établies à l'aide de la mécanique des sols (C, Φ) ;
- interpréter les diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique ;
- utiliser des formules établies à l'aide de la théorie de propagation des ondes.

V. Mécanisme du frottement latéral :

Le phénomène du frottement est occasionné par un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Il peut être positif ou négatif. En effet, lorsque le pieu se déplace plus vite que le sol, celui-ci s'oppose à ce déplacement et exerçant sur le pieu une force de réaction qu'on appelle frottement latéral « positif » f_p : ce frottement participe alors à la résistance du sol. Cependant

lorsque le sol se déplace plus vite que le pieu, il l'entraîne dans son mouvement en exerçant sur ce pieu une force qui va le surcharger : on dit qu'il y'a frottement latéral négatif f_n .

Si le pieu traverse des couches compressibles pour s'ancrer dans une couche résistante, les couches compressibles peuvent provoquer un frottement latéral négatif et, celle plus résistante développe un frottement latéral positif. Et ces frottements opposés vont se neutraliser en point qu'on appelle point neutre. En ce point, le sol et le pieu ont le même déplacement.

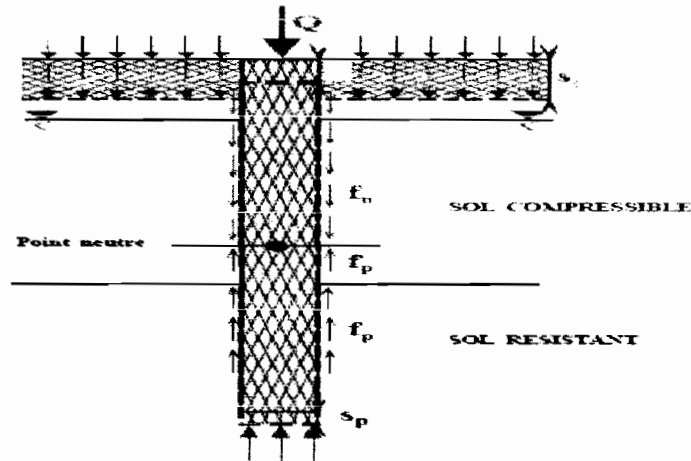


Figure 1-8 : mécanisme du frottement latéral

Le frottement latéral, de manière courante, noté Q_f , est évaluée par l'expression générale :

$$Q_f = P \cdot \int_0^D q_s(z) dz$$

P : le périmètre de la section droite du pieu ;

$q_s(z)$: Frottement latéral unitaire, calculé à partir de la contrainte effective du sol et de ses caractéristiques ;

D : la profondeur d'encastrement du pieu.

CHAPITRE II : CARACTERISATION DU SOL DE FONDATION

Introduction :

La caractérisation d'un sol consiste à déterminer l'ensemble de ses propriétés physiques et mécaniques vérifiant une loi de comportement qui puisse représenter ce sol par un modèle mécanique. Cette loi de comportement est une fonctionnelle (ensemble de fonctions) permettant d'exprimer les efforts internes (contraintes) en fonction des grandeurs cinématiques (déformations), décrivant la déformation du milieu étudié. La loi peut être bijective (cas de l'élasticité) ou non, linéaire (linéarité mécanique) ou non. Cependant, il n'est pas toujours aisé de déterminer cette fonctionnelle, et ceci pour deux raisons principales. D'une part, il est difficile d'avoir des échantillons non remaniés pour les essais de laboratoire, d'autre part, le comportement des sols est irréversible. Pour ces multiples raisons, des précautions particulières sont prises au moment des essais et l'hypothèse des faibles déformations est admise (ce qui est justifié dans le domaine du génie civil où l'ordre de grandeur des déformations reste faible).

Ainsi, la caractérisation d'un sol fait suite à un ensemble d'essais de laboratoire et de terrain (essais in situ), permettant de déterminer la nature, les paramètres mécaniques, physiques et hydrauliques du sol.

Par conséquent, les sondages suivants ont été réalisés, dans le cadre de notre projet :

- deux sondages carottés (SC5 et SC6) de 20 m de profondeur en moyenne avec un prélèvement en continu des matériaux traversés, et réalisation des essais d'identification classiques et de résistance au cisaillement ;
- deux sondages au pénétromètre dynamique (PD9 et PD10), poussés jusqu'au refus ou à défaut jusqu'à la perte de la pointe ;
- deux sondages au pressiomètre (SP6 et SP7) de 20 m en moyenne, avec mesure des paramètres pression limite P_l et module pressiométrique E_M , à tous les mètres.

I. ESSAIS DE LABORATOIRE :

I.1. ESSAIS D'IDENTIFICATION :

Les essais d'identification sont généralement des essais simples destinés à apprécier l'état des sols, à les identifier et à les classer selon des systèmes de classification. Ils n'interviennent pas directement dans les calculs, sauf les poids volumiques, mais contribuent

grandement à l'orientation pour la conception et au choix des lois d'interaction sol structure les plus appropriées. Ils permettent de déterminer deux types de paramètres principaux :

I. 1. 1. LES PARAMETRES DE NATURE :

Ce sont des paramètres intrinsèques au sol, et qui ne varient pas en fonction de son état. Ils jouent un rôle non négligeable sur le comportement du sol. Ces paramètres de nature et les essais permettant de les déterminer, effectués dans les investigations géotechniques dudit projet sont les suivants :

1. 1. 1. Analyse granulométrique :

Pour bien décrire un sol, il est important de connaître sa granulométrie, c'est-à-dire la répartition de ses particules suivant leurs diamètres. Deux essais de laboratoire nous ont permis d'établir la granulométrie des différents échantillons des sondages carottés.

- l'analyse granulométrique par tamisage jusqu'à environ $80\mu\text{m}$,
- l'analyse granulométrique par sédimentation pour les particules de diamètre inférieur ou égale à $80\mu\text{m}$,

a.) Analyse granulométrique par tamisage :

Cet essai est effectué en passant un échantillon représentatif de sol à travers une série de tamis superposés dont les ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas.

Les particules les plus grossières restent donc emprisonnées sur les tamis les plus hauts tandis que les particules plus fines se dirigent vers les tamis inférieurs.

Les quantités des matériaux retenus dans chaque tamis sont exprimées en pourcentage par rapport à la masse totale initiale de l'échantillon, ce qui permet de calculer le pourcentage de refus cumulatif ainsi que celui des passants.

Les résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique pour tracer la courbe (% de passant ou de refus cumulés versus diamètre des particules) appelée : courbe granulométrique du sol.

Les courbes granulométriques obtenues sont fournies en annexes.

Interprétation de la courbe :

A partir de la courbe obtenue, on détermine les diamètres caractéristiques : D_{10} , D_{30} , D_{60} qui sont respectivement les diamètres correspondants à 10% ,30% et 60% de passants.

Avec ces valeurs lues sur la courbe, on détermine les paramètres à savoir : les coefficients d'uniformité et de courbure C_u et C_c de la courbe.

On définit :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Le coefficient d'uniformité varie en général de 1 à 200 et permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique. Plus, il est petit, plus la différence entre D_{10} et D_{60} est faible et le diamètre des particules est uniforme et on parlera de granulométrie serrée. Quand C_u est grand, l'écart entre D_{10} et D_{60} devient alors plus élevé et il y'a dans ce cas plus de particules de diamètres différents : on parlera de granulométrie étalée.

Selon la valeur de C_u , on distingue cinq classes granulaires :

- $C_u \leq 2$ pour une granulométrie très serrée
- $2 < C_u \leq 5$ pour une granulométrie serrée
- $5 < C_u \leq 20$ pour une granulométrie semi étalée peu compactable
- $20 < C_u \leq 200$ pour une granulométrie étalée très compactable
- $200 \leq C_u$ pour une granulométrie très étalée très compactable

Le coefficient de courbure permet lui de décrire la forme de la courbe granulométrique, il est donné par la relation suivante :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Lorsque $1 < C_c < 3$ et $C_u > 6$ (pour un sable), la courbe descend de façon assez régulière, indiquant la présence d'une grande variété de diamètre : on dit que la granulométrie est bien graduée. Cependant, si l'une de ces conditions est non vérifiée on a une granulométrie mal graduée qui se traduit par l'absence de certains diamètres entre D_{10} et D_{60} .

N° échantillon	Profondeur	Description sommaire	D60 (mm)	D30 (mm)	D10	Cu	Cc
SC6	1 à 2 m	sable beige	0,22	0,13	0,09	2,44	0,85
SC5	2 à 3m	Sable rougeâtre	0,27	0,14	0,085	3,18	0,85
SC6	3 à 4 m	sable beige	0,27	0,15	0,09	3,00	0,93
SC6	8 à 9 m	sable beige	0,35	0,26	0,21	1,67	0,92
SC5	10 à 10,5m	sable brun	0,35	0,25	0,17	2,06	1,05
SC6	14 à 15 m	sable blanc	0,3	0,2	0,1	3,00	1,33
SC5	15 à 16 m	sable beige	0,3	0,2	0,095	3,16	1,40
SC5	18 à 19 m	sable beige	0,3	0,18	0,095	3,16	1,14

Tableau 2-1: Coefficient d'uniformité et de courbure

Les valeurs de C_U varient entre 1,67 et 3,16. Par conséquent, les couches de sol traverses ont une granulométrie mal graduée puisque, pour les sables, C_u doit être supérieur à 6.

b) Analyse granulométrique par sédimentation :

Lorsque les dimensions des grains sont inférieures à 80 μm , l'utilisation des tamis devient physiquement impossible. On procède plutôt à l'essai de sédimentométrie pour faire notre analyse granulométrique. Elle complète donc l'analyse granulométrique par tamisage qui est limitée aux particules de diamètre supérieur à 0,080mm. Elle permet également de tracer la courbe granulométrique des éléments fins, jusqu'à un diamètre d'environ 2 microns.

Cette analyse est basée sur les équations de *Stokes* qui lient la vitesse de chute d'une sphère dans un liquide, le diamètre de la sphère, la densité relative de la sphère et du liquide et la viscosité du liquide :

$$V = \frac{9.8 \times D^2 \times (D_{rs} - D_{rl})}{3\eta}$$

$$D = \sqrt{\frac{3V\eta}{9.8 \times (D_{rs} - D_{rl})}}$$

D : Diamètre de la sphère (mm)

V : Vitesse de chute de la sphère (cm/min)

D_{rs} : Densité relative de la sphère

D_{rl} : Densité relative du liquide

η : Viscosité dynamique du liquide (Pa.s)

Ce type d'essai donne des résultats intéressants avec les particules de sable fin, dans la mesure où il n'y a pas d'interactions entre elles lors de la chute dans le liquide. Ce qui n'est pas le cas pour les particules argileuses.

L'essai consiste à prélever 50 g environ de passants au tamis d'ouverture 0,425 mm qu'on mélange avec de l'eau distillée. Le mélange homogénéisé est ensuite versé dans une éprouvette de sédimentation de façon à avoir un volume total de 1000 ml. L'éprouvette est par la suite agitée pour homogénéiser la distribution des grains. Après agitation de l'éprouvette, on note le temps de départ de la sédimentation et, à l'aide d'un hydromètre inséré dans le mélange agité, on mesure les densités et les vitesses de chute des particules de

sol après les temps (T_i) : 1 min, 5 min, 15 min, 30 min, 1 heure, 2 heures, 4 heures et à 24 heures.

Après correction des différentes lectures effectuées, on peut calculer les diamètres et les pourcentages des passants à l'aide de l'équation de *Stockes*.

Numéro de l'essai	1	2	3	4	5	6	7	8
Echantillon	SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6
Profondeur (m)	2 à 3 m	10 à 10.5 m	15 à 16 m	18 à 19 m	1 à 2 m	3 à 4 m	8 à 9 m	14 à 15 m
Nature de l'échantillon	sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable
Analyse granulométrique et	5 mm	100	100	100	100	100	100	100
	2 mm	100	100	100	100	100	100	100
Sédimentométrie	0.5 mm	91,4	90,2	95,3	94,2	97,4	91,4	94
	80 μ	7,2	1,4	5,7	5	5,6	5,9	1,6
	53 μ	6,3	1,1	3,2	3,1	3,3	3,2	1,4
	5 μ	0,1	0	0	0,1	0	0	0,05

Tableau 2-2 : Analyse granulométrique et sédimentométrie

1. 2. Détermination des poids et masses volumiques :

Souvent des confusions se font entre les termes poids volumique, masses volumique et densité. Ce sont des termes qu'il faut distinguer les uns des autres.

Le poids volumique est une force unitaire exprimée par le rapport entre le poids et le volume du même sol, et varie en fonction de la pesanteur ; tandis que la masse volumique (ρ) exprime le rapport entre la masse et un certain volume du même sol. La densité exprime le rapport entre la masse d'un certain volume de matériau et la masse d'un égal volume d'eau à une température de référence. Cependant, le poids volumique est proportionnel à la masse volumique :

$$\gamma = \rho \times g$$

La détermination des poids volumiques constitue une étape indispensable dans les études de sol car leur connaissance nous permet de calculer les contraintes dans ce dernier. Le calcul des contraintes étant l'une des étapes menant à l'évaluation de la capacité portante des sols, des tassements...

Nous distinguons à cet effet plusieurs types de poids volumiques : le poids volumique total ou apparent (γ) ; le poids volumique du sol sec (γ_d), le poids volumique des grains secs (γ_s), de même que le poids volumique déjaugé (γ').

▪ **La masse volumique totale et le poids volumique total :**

On utilise indifféremment les deux termes masse volumique totale, poids volumique total et masse ou poids volumiques humides puisque la masse totale équivaut à la masse des solides plus celle du liquide (eau). Le poids et la masse étant liés par l'accélération gravitationnelle

($g = 10 \text{ m/s}^2$), on utilisera la masse volumique qui s'exprime par le rapport entre la masse totale d'un échantillon de sol et son volume total (y compris les vides). Elle tient compte donc de la présence des vides intergranulaires :

$$\rho_h = \frac{M}{V} \quad (\text{T/m}^3) \quad \gamma_h = g \times \rho_h \quad (\text{kN/m}^3)$$

▪ **La masse volumique sèche (ρ_d) :**

La masse volumique du sol sec (ρ_d) est le rapport entre la masse des grains secs et le volume total du sol :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (\text{T/m}^3) \quad \gamma_d = g \times \rho_d \quad (\text{kN/m}^3)$$

C'est une grandeur indépendante de l'humidité du sol et elle sert à évaluer le degré de compactage du sol qui est un des critères d'acceptation.

▪ **La masse volumique des solides et le poids spécifique :**

La masse volumique des solides est le rapport entre la masse des grains du sol et le volume qu'ils occupent.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (\text{T/m}^3) \quad \gamma_s = g \times \rho_s \quad (\text{kN/m}^3)$$

Numéro de l'essai		1	2	3	4	5	6	7	8
Echantillon		SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6
Profondeur (m)		2 à 3	10 à 10,5	15 à 16	18 à 19	1 à 2	3 à 4	8 à 9	14 à 15
Nature de l'échantillon		sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable
Masses volumiques (T/m ³)	ρ_h	1,778	1,778	1,808	1,776	1,791	1,779	1,778	1,756
	ρ_d	1,681	1,773	1,66	1,674	1,787	1,772	1,775	1,75
Poids spécifique (kN/m ³)		γ_s	27,14	26,63	27,03	26,97	26,87	26,85	26,92
Poids volumiques (kN/m ³)	γ_h	17,78	17,78	18,08	17,76	17,91	17,79	17,78	17,56
	γ_d	16,81	17,73	16,6	16,74	17,87	17,72	17,75	17,5

Tableau 2-3 : masse volumique et poids volumique

I. 1. 2. LES PARAMERES D'ETAT :

1. 2. 1. Détermination de la teneur en eau naturelle (w) :

La teneur en eau (w) d'un sol est le rapport entre la masse de l'eau et la masse des grains solides contenus dans un certain volume de sol. Elle est exprimée en pourcentage par :

$$w = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

Elle obtenue en faisant sécher un échantillon de sol au moyen d'une étuve. En effet, l'essai consiste à déterminer la masse d'eau qui s'est évaporée après séchage prolongé du sol, au four, et de la rapporter à la masse sèche du sol.

Sa détermination est requise dans les essais de mesure des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols parce qu'elle intervient dans le traitement des résultats. Par exemple, elle permet d'apprécier le degré de saturation, l'état d'un sol et de prévoir qualitativement certains aspects de son comportement.

Dans les sols saturés, la teneur en eau est directement liée à l'indice des vides ; tandis que pour les sols non saturés, l'eau ne remplit pas totalement les pores du sol et le comportement est directement lié à l'indice des vides et au degré de saturation.

Numéro de l'essai	1	2	3	4	5	6	7	8
Echantillon	SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6
Profondeur (m)	2 à 3	10 à 10,5	15 à 16	18 à 19	1 à 2	3 à 4	8 à 9	14 à 15
Nature de l'échantillon	sable	Sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable
Teneur en eau naturelle	W %	5,77	0,26	8,9	6,1	0,23	0,4	0,17
								0,33

Tableau 2-4 : teneur en eau naturelle

1. 2. 2. Le degré de saturation (S_r) :

En rappel, le sol est un milieu composé de : solides, de liquide (l'eau) et de gaz (l'air). L'eau et l'air occupent les vides intergranulaires. Et le rapport entre le volume occupé par la phase liquide et le volume total des vides définit le degré de saturation (S_r). Ainsi le degré de saturation est donné par l'équation suivante :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

V_v : volume total des vides

V_w : volume occupé par l'eau

Un sol totalement sec a un degré de saturation égal 0 %, tandis qu'un sol complètement immergé et dont les vides sont remplis d'eau a un degré de saturation égal à 100 %. Mais, un sol humide, situé au dessus d'une nappe phréatique, a un degré de saturation variable en fonction de la profondeur.

Le degré de saturation a une grande influence sur la capacité portante d'un sol, c'est pourquoi sa détermination s'avère importante dans les études de fondation. Cependant, il n'existe pas d'essai de laboratoire ou sur le terrain permettant de le déterminer. Il est obtenu à l'aide de relations mathématiques :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w \cdot \gamma_s \cdot (1 - n)}{n \cdot \gamma_w} = \frac{w}{\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}}$$

W : teneur en eau ;

γ_s : poids spécifique de solides ;

n : porosité ;

γ_d : poids volumique du sols sec ;

γ_w : poids volumique de l'eau.

Numéro de l'essai	1	2	3	4	5	6	7	8	
Echantillon	SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6	
Profondeur (m)	2 à 3	10 à 10,5	15 à 16	18 à 19	1 à 2	3 à 4	8 à 9	14 à 15	
Nature de l'échantillon	sable	Sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable	
Degré de saturation (%)	Sr	25,483	1,38	38,302	26,916	1,227	2,084	0,886	1,644

Tableau 2-5 : degré de saturation

1. 2. 3. Porosité et indice des vides :

a) La porosité n :

La porosité (n) est un nombre adimensionnel qui nous permet de mettre en évidence la portion de volume de sol constituée de vides susceptibles de se remplir d'eau à divers degrés. Elle est exprimée par le rapport entre le volume des vides et le volume total de sol.

Comme le degré de saturation, la porosité n'est pas déterminée au moyen d'essai. Elle est déduite des autres caractéristiques à partir des relations mathématiques :

$$n(\%) = \frac{V_v}{V} \times 100 = 1 - \frac{\gamma_h}{(1 + w) \cdot \gamma_s} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$$

b) L'indice des vides e :

Comme la porosité, l'indice des vides est un nombre sans dimension servant à quantifier les vides à l'intérieur d'un échantillon de sol. Il représente le rapport entre le volume des vides et celui des grains solides du sol :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{\gamma_s \cdot (1+w)}{\gamma_h} - 1$$

L'indice des vides est une caractéristique variable car le volume total du sol peut varier. Les essais de laboratoire ne permettent pas également de déterminer ce paramètre qui est plus pratique que la porosité pour traiter les problèmes de tassement.

Numéro de l'essai		1	2	3	4	5	6	7	8
Echantillon		SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6
Profondeur (m)		2 à 3	10 à 10,5	15 à 16	18 à 19	1 à 2	3 à 4	8 à 9	14 à 15
Nature de l'échantillon		sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable
Porosité	n	0,381	0,334	0,386	0,379	0,35	0,34	0,341	0,351
Indice des vides	e	0,615	0,502	0,628	0,611	0,504	0,515	0,517	0,542

Tableau 2-6 : porosité et indice des vides

1. 2.4. L'équivalent de sable (ES) :

L'équivalent de sable permet de déterminer la proportion de particules fines dans le sol en les remontant par floculation à la partie supérieure de l'éprouvette où l'essai est réalisé. L'essai consiste à agiter 120 g de sable sec dans une solution lavante à raison de 90 allers-retours en 30 secondes avec une amplitude de 200 mm, et à le laisser reposer pendant 20 minutes : la hauteur du dépôt de sable étant h_1 et h_2 la hauteur totale y compris le floculat (les fines qui sont en suspension).

L'équivalent de sable est : $ES = \frac{h_1}{h_2} \times 100$

Numéro de l'essai		1	2	3	4	5	6	7	8
Echantillon		SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6
Profondeur (m)		2 à 3	10 à 10.5	15 à 16	18 à 19	1 à 2	3 à 4	8 à 9	14 à 15
Nature de l'échantillon		sable	Sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable
Equivalent de sable	ES	77	92	75	64	84	75	84	82

Tableau 2-7 : équivalent de sable

I. 2. ESSAIS DE RESISTANCE :

Le comportement des sols s'éloigne fortement des lois classiques, et il n'est pas possible de déterminer l'ensemble des paramètres représentatifs du comportement d'un sol par un essai unique. C'est pourquoi, différents types d'essai ont été développés pour simuler les principaux types de sollicitations qu'exercent les ouvrages :

- l'essai de cisaillement direct à la boîte de CASAGRANDE
- l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial (à contrainte latérale constante)
- l'essai de consolidation à l'appareil oedométrique (à déformation latérale nulle)

En ce qui nous concerne, seul l'essai de cisaillement direct a été effectué au niveau du site, et ceci pour les raisons suivantes :

D'une part, les essais d'identification ont conclu de la présence d'un sable fin sur le site, ce qui exclut l'essai oedométrique ; d'autre part, l'essai triaxial, bien vrai qu'il donne des résultats plus précis, ne se fait pas au Sénégal. Néanmoins, nous allons décrire cet essai.

2. 1. Le cisaillement direct à la boîte de Casagrande :

Plus ancienne méthode de cisaillement, elle reste encore utilisée au Sénégal car nécessitant un appareillage simple : l'appareil est constitué de deux demi-boîtes, de section carrée ou circulaire de 6 cm de côté environ, et qui peuvent glisser l'une par rapport selon un plan horizontal.

L'échantillon de sol est placé à l'intérieur de ces deux demi-boîtes, soumis à un effort normal N par le biais d'un piston, puis cisailé par un dispositif qui entraîne la demi-boîte supérieure grâce à un effort horizontal T , la demi-boîte inférieure restant fixe. On mesure en continu le déplacement Δl des deux demi-boîtes et l'effort T , N restant fixe ; on peut également mesurer les variations de hauteur de l'échantillon, donc ses variations de volume, ce qui permet d'étudier le caractère dilatant ou non.

En supposant l'état de contrainte uniforme sur le plan de cisaillement, on en déduit :

- la contrainte normale $\sigma = N/S$;
- la contrainte de cisaillement $\tau = T/S$;
- la déformation $\varepsilon = \Delta l/l$.

A partir de ces données, on trace la droite représentant l'enveloppe de rupture (courbe intrinsèque). Cette courbe permet de déterminer les paramètres C et Φ . La cohésion C traduit les frottements intergranulaires qui se manifestent par des forces d'attraction entre les

différentes particules de sol, elle est exprimée par une pression. C est l'ordonnée à l'origine de la droite et Φ est l'angle que forme cette droite et l'axe de abscisses.

Les résultats suivants ont été obtenus :

Echantillon	SC5	SC5	SC5	SC5	SC6	SC6	SC6	SC6
Profondeur (m)	2 à 3	10 à 10,5	15 à 16	18 à 19	1 à 2	3 à 4	8 à 9	14 à 15
Nature de l'échantillon	sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable	sable
Cohésion (kPa)	C	0	0	0	0	0	0	0
Angle de frottement interne (°)	Φ	27	27,1	27	29,5	29,4	30	28,6
Vitesse de cisaillement (mm/mn)	v	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25

Tableau 2-8 : résultats essai de cisaillement

2. 2. L'essai à l'appareil triaxial :

L'essai triaxial s'effectue sur un échantillon cylindrique de sol (en général de 35 mm de diamètre et 7 cm de hauteur), entouré d'une membrane en caoutchouc et placé dans une cellule remplie d'un fluide (eau ou air) que l'on peut mettre sous pression. On peut exercer sur l'échantillon un effort axial F par le biais d'un piston, et une contrainte latérale p grâce au fluide remplissant la cellule. En outre, des pierres poreuses, placées à l'extrémité de l'échantillon et reliées à l'extérieur de la cellule, permettent de faire l'essai à drainage ouvert ou fermé, et dans ce cas de mesurer la pression interstitielle qui se développe au cours de l'essai.

La façon la plus courante, consiste à soumettre l'échantillon à une compression F croissante en conservant une pression latérale constante, et en mesurant la variation de hauteur de l'échantillon, donc la déformation axiale, ainsi que la déformation latérale.

Cet essai s'interprète de la manière suivante, en termes de contraintes :

La pression uniforme p dans la cellule (avant cisaillement) conduit à un état de contrainte isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$). Lorsqu'on applique la force axiale F , la contrainte verticale (sur un plan horizontal) devient $\sigma_z = \frac{F}{S} + p$ et reste une contrainte principale, la contrainte radiale (sur un plan vertical) reste constante $\sigma_r = p$ et reste également une contrainte principale.

En fait, l'essai consiste à appliquer un cisaillement (que l'on note « déviateur ») $\sigma_z - \sigma_r$, que l'on augmente progressivement tout en mesurant la déformation axiale $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$; ce qui permet de tracer la courbe effort-déformation.

II. LES ESSAIS IN SITU :

II. 1. Les sondages pénétrométriques dynamiques PD9 et PD10 :

L'essai consiste à battre dans le sol une tige munie d'une pointe.

Il existe plusieurs types de pénétromètres dynamiques. Seul le pénétromètre de type « DPA » (NF P94-114), pour lequel le frottement entre le sol et le train de tiges est négligeable, peut être utilisé pour le calcul des fondations.

Cet essai présente l'avantage de permettre à la fois de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées et d'avoir une mesure de la résistance du sol.

Le carottier utilisé est un tube fendu, ayant les caractéristiques suivantes :

- masse du mouton 63,5 kg ;
- longueur d'une tige 2,00 m ;
- longueur d'une tige 7,5 m ;
- masse enclume + guide 23 kg ;
- masse de la pointe 2,5 kg.

Il est battu sous énergie constante avec un mouton en chute libre de 635 N et une hauteur de chute de 76,2 cm.

D'une manière générale l'essai s'exécute de la façon suivante :

Après avoir nettoyé très sérieusement le fond du forage, on descend en place le carottier et on le bat de 15 cm afin d'éliminer la zone superficielle remaniée.

On poursuit ensuite le battage en comptant le nombre N1 de coups de mouton pour enfoncer le carottier de 15 cm, puis le nombre N2 pour l'enfoncer de 15 autres centimètres. Le paramètre mesuré, que l'on appelle indice de pénétration standard est :

$$N = N1 + N2 \text{ (coups/0.3 m)}$$

Cette façon de procéder en deux phases, permet une meilleure connaissance du sol. Cependant, pour notre cas, le nombre de coups N correspond à un enfoncement de 20 cm.

Lorsque le terrain devient trop résistant et la pénétration trop difficile, on arrête l'essai pour un nombre déterminé de coups et l'on indique l'enfoncement correspondant à ce nombre de coups. De plus on définit le refus comme une pénétration inférieure à 15 cm pour 50 coups.

A la suite de nombreux essais, TERZAGHI et PECK, ont donné pour les sables, un tableau de correspondance entre N et l'indice de densité. Il donne également les valeurs approchées correspondantes de l'angle de frottement Φ et du poids volumique γ .

Deux sondages au pénétromètre ont été effectués pour les fondations du viaduc VF/ RN1 : il s'agit des sondages PD9 et PD10. Les résultats sont en annexe.

Observations : perte de la pointe à une profondeur de 15 m.

II. 2. Les sondages pressiométriques SP6 et SP7 :

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du sol grâce à une sonde, descendue dans un avant trou, sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car ne devant pas modifier les propriétés du sol. La sonde est dilatable radialement par une application d'une pression interne croissante. On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation de volume de la cellule. L'essai s'effectue par paliers et généralement les paramètres, tels que le module pressiométrique E_M et la pression limite p_l , sont mesurés à tous les mètres. Ce qui nous permet d'obtenir deux courbes (voir annexe).

CONCLUSION :

D'abord, les essais de laboratoire indiquent qu'on est en présence d'un sable fin propre, avec une granulométrie mal graduée, ce qui voudrait dire que ce sol est peu compactable. Aussi le poids volumique du sol varie peu, entre $16,81 \text{ kN/m}^3$ et $17,87 \text{ kN/m}^3$. Le pourcentage des vides, exprimé par la porosité et l'indice des vides, est relativement important, ce qui engendre une forte perméabilité. Ainsi le poids volumique humide n'est pas trop différent du poids volumique sec. La cohésion obtenue avec l'essai de cisaillement direct est nulle. Ceci explique aussi en partie la propreté de notre sable.

Ensuite, pour le sondage au pénétromètre, des corrections ont été apportées par rapport à la nappe, et nous avons remarqué que l'indice de pénétration augmente avec la profondeur, ce qui correspond à une augmentation de la résistance avec la profondeur.

Enfin, les sondages pressiométrique, montrent qu'on a un sable moyennement compact entre 0 et 6 m ; et du sable moyennement compact à compact entre 6 et 20 m. La consolidation passe de l'état sous consolidé à normalement consolidé.

CHAPITRE III : VERIFICATION DU MODELE PROPOSE

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer, dans un premier temps, les charges appliquées donnant lieu à une force qui s'applique sur la semelle de répartition, de comparer ces charges appliquées à la résistance du sol en considérant l'effet de groupe, de calculer les déplacements (tassements) et, enfin de vérifier la conformité vis-à-vis des dispositions requises.

I. Evaluation des charges appliquées

Cette étude nous permet d'évaluer la charge, sous la pile ou sous la culée, qui s'exerce sur une semelle de liaison. Il s'agit donc de déterminer les réactions au niveau des appuis. Nous étudierons séparément les piles et les culées qui sont soumises à des charges différentes.

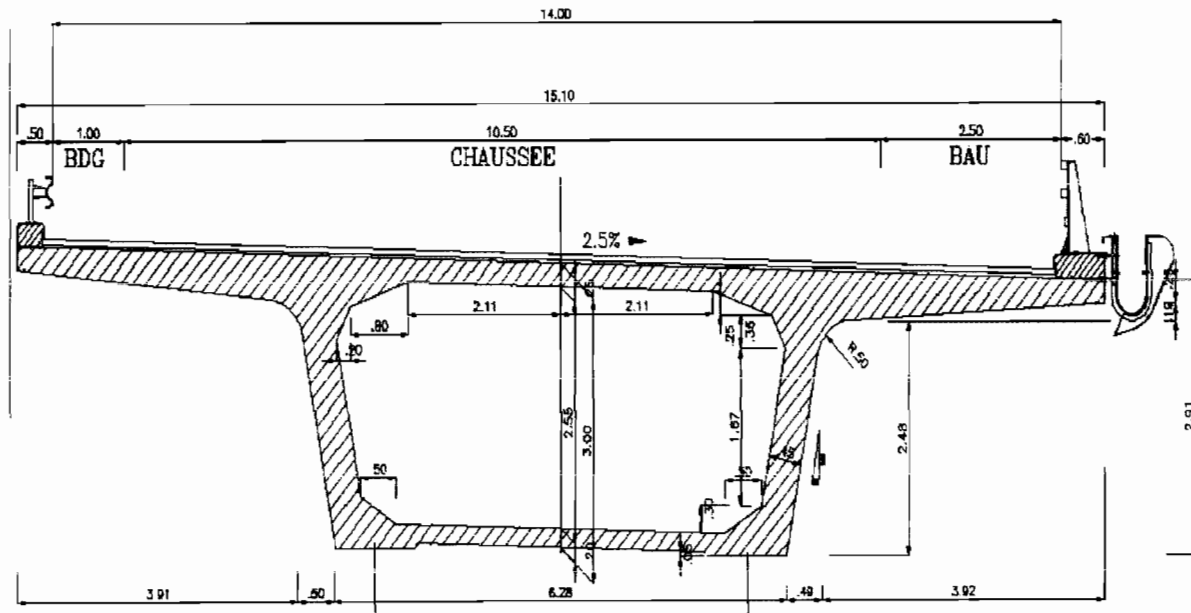
En ce qui concerne la descente des charges, il convient de considérer plusieurs cas de chargement :

- Poids propre + A (I) ;
- Poids propre + Bc ;
- Poids propre + Bt ;
- Poids propre + Mc120.

Il est à préciser que le poids propre prend en compte pour chaque caisson considéré :

- Le poids propre du caisson ;
- Le poids propre de la chaussée ;
- Le poids propre de la pile ;
- Les charges de trottoir ;
- Le poids propre du garde corps.

Compte tenu des objectifs fixés dans le cadre de ce travail, à savoir la modélisation des fondations et du sol, nous nous limiterons à une descente sommaire en considérant directement les cas de chargement les plus défavorables pour déterminer la force qui s'applique à la semelle de répartition. Ainsi, nous l'avons précisé *au chapitre 1*, sur les charges militaires, on considérera les cas les plus défavorables afin d'avoir un effet maximal. Puisque le tablier est symétrique, nous allons considérer une largeur de chaussée. Les réactions de travée seront multipliées par deux puisque la pile reprend les deux caissons.



BDG : Bande Dérasée Gauche.

BAU : Bande d'Arrêt d'Urgence

Figure 3 -1 : Coupe transversale du demi-tablier en caisson

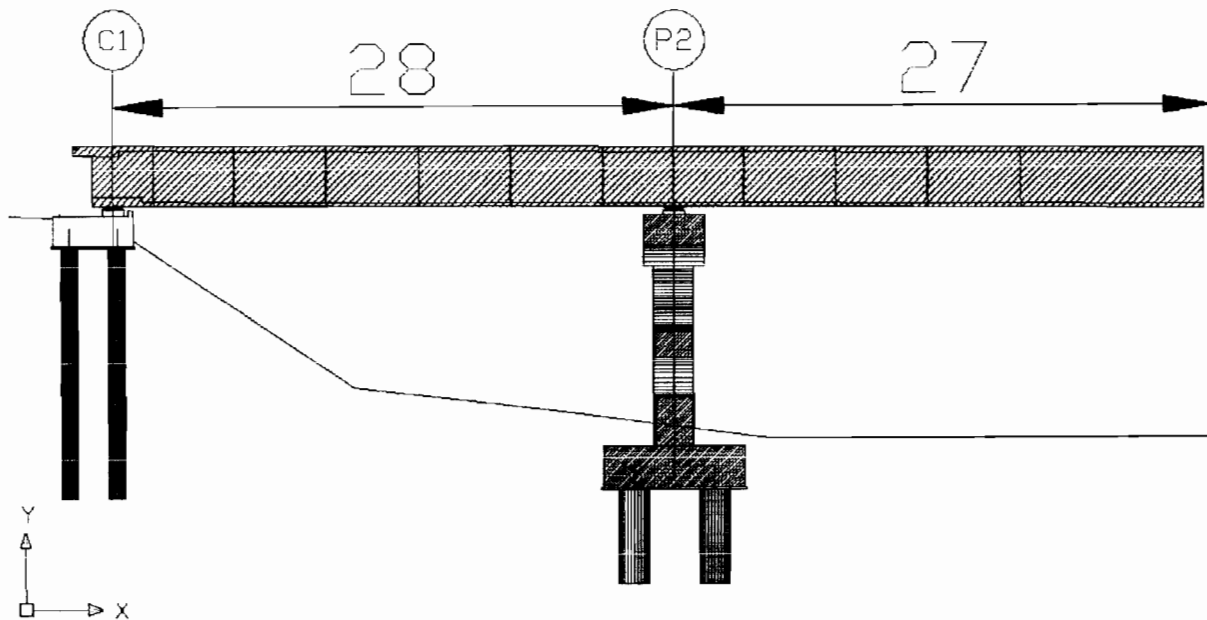


Figure 3 -2 : Coupe longitudinale du pont

ETUDE DES CHARGES SOUS LA PILE P2 :

La pile est soumise aux types de sollicitations suivantes :

- les réactions de travée provenant de celles développées par les charges permanentes et les surcharges considérées statiques ;
- les réactions développées par le mouvement des surcharges : les efforts de freinage.

❖ **Calcul des réactions de tabliers :**

Evaluation des charges permanentes G :

Pour la pile P2, nous déterminons la charge permanente due au poids des différents éléments constituant le tablier et la pile considérée.

Soit L la longueur de tablier reprise par la pile P1.

On a :

$$L = \frac{28}{2} + 27 = 41 \text{ m}$$

La section S du caisson étant déterminé à partir du fichier, on trouve : $S = 9,712 \text{ m}^2$

▪ **Poids propre du tablier caisson :**

Soit g_1 le poids propre du caisson ; $\gamma_{\text{béton}} = 2,5 \text{ T/m}^3$

$$g_1 = L \times S \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$g_1 = 41 \times 9,712 \times 2,5 = 995,48 \text{ T}$$

$$\underline{\underline{g_1 = 995,48 \text{ T}}}$$

NB : on prend l'accélération de la pesanteur égale à 10 m/s^2

▪ **Poids du revêtement bitumineux :**

On considère un revêtement en béton bitumineux d'épaisseur $e = 7 \text{ cm}$. Nous avons une largeur effective du hourdis égale à $14,00 \text{ m}$ qui sera considérée comme étant la largeur roulable.

La largeur roulable de chaussée est : $l_r = 14 \text{ m}$;

Le poids volumique du béton bitumineux est de : $\gamma_{\text{bb}} = 2,3 \text{ t/m}^3$.

Soit g_2 le poids propre du revêtement ; on obtient :

$$g_2 = L \times l \times e \times \gamma_{\text{bb}}$$

$$g_2 = 41 \times 14 \times 0,07 \times 2,3 = 92,4 \text{ T} \text{ , soit}$$

$$\underline{\underline{g_2 = 92,4 \text{ T}}}$$

▪ **Poids propre de la pile :**

La section du fût de la pile est déterminée à partir du fichier : $A_p = 115,2362 \text{ m}^2$. Elle a une épaisseur de 2 m .

Le poids propre de la pile est alors :

$$G_{\text{pile}} = 2 \times 115,2362 \times 2,5 = 576 \text{ T}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{pile}} = 576 \text{ T}}}$$

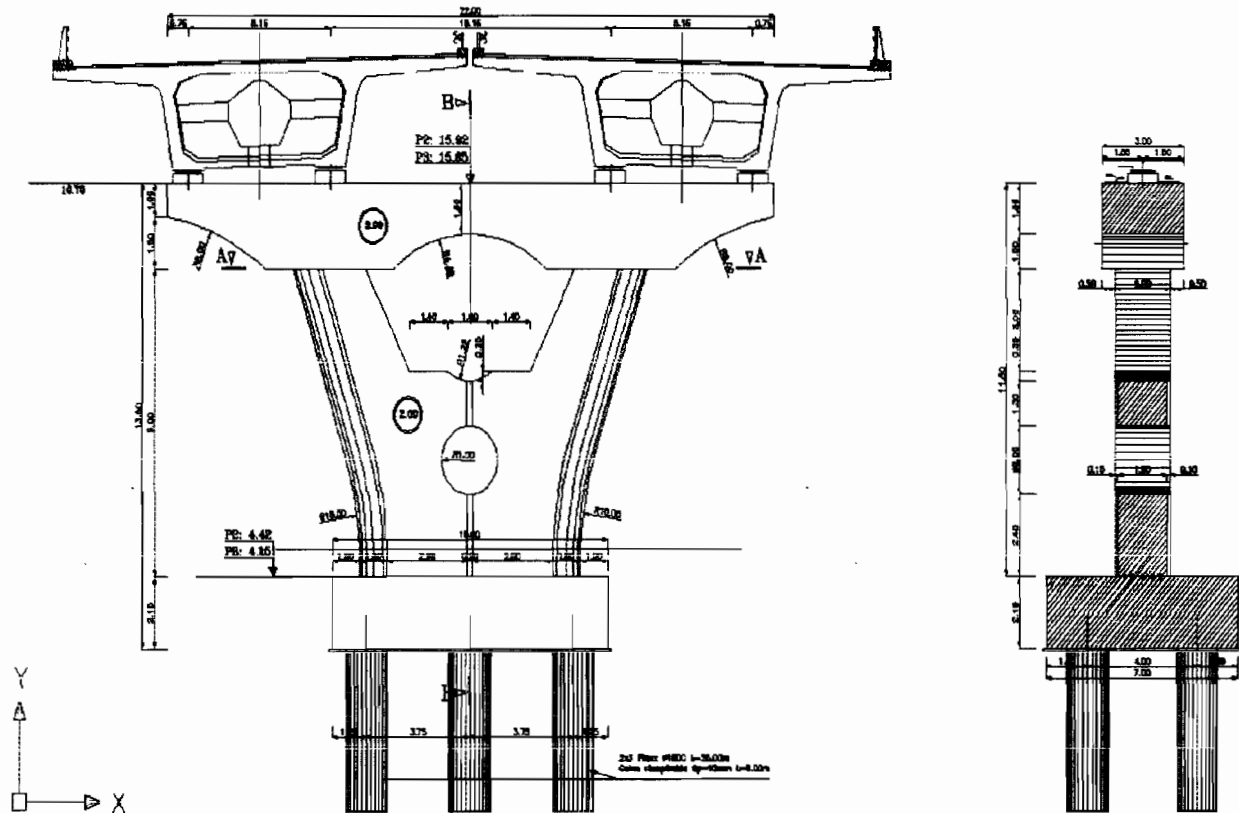


Figure 3-3 : Elévation de la pile P2

- **Poids propre de la semelle sous la pile P2 :**

Les dimensions de la semelle : 10mx7mx2.1m

$$G_{semelle} = 10 \times 7 \times 2,1 \times 2,5 = 367,5 \text{ T}$$

$$\underline{G_{semelle} = 376,5 \text{ T}}$$

La charge totale permanente est :

$$G = 2g_1 + 2g_2 + G_{pile} + G_{semelle}$$

$$G = 2 \times 995,48 + 2 \times 69,31 + 576 + 376,5 = 3002 \text{ T}$$

$$\underline{G = 3002 \text{ T}}$$

Evaluation des charges d'exploitation :

- **Charges routières A(l) : Charge uniformément répartie**

Largeur roulable : $l_r = 14,00 \text{ m} > 7,0 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de première classe.

Largeur chargeable : $l_c = l_r - 2 \times 0,5 = 13,0 \text{ m}$

Nombre de voies : $N = E\left(\frac{lc}{3.5}\right) = 3 \text{ voies}$

$$A(l) = 230 + \frac{3600}{12+l} \text{ avec } l = 41 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A(l) = 230 + \frac{36000}{12+41} = 909,2 \text{ kg/m}^2 = 9,1 \text{ kN/m}^2$$

Détermination de a_1 :

1 voie chargée	$a_1 = 1$	$A(l=41\text{m}) = 9,1 \text{ kN/m}^2$
2 voies chargées	$a_1 = 1$	$A(l=41\text{m}) = 9,1 \text{ kN/m}^2$
3 voies chargées	$a_1 = 0,9$	$A(l=41\text{m}) = 8,2 \text{ kN/m}^2$

Détermination de a_2 :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Pont de première classe $\Rightarrow V_0 = 3,5 \text{ m}$

$V = 3,71 \text{ m} \Rightarrow a_2 = 0,94$

1 voie chargée	$A_2 = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$	8,55 kN/m ²
2 voies chargées	$A_2 = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$	8,55 kN/m ²
3 voies chargées	$A_2 = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$	7,41 kN/m ²

On retient la valeur maximale : $A_2 = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 8,55 \text{ kN/m}^2$

La surcharge totale due au système $A(l)$ est égale à :

$$Q_{A(l)} = L \times lc \times A_2 = 41 \times 13 \times 8,55 = 4557,15 \text{ kN}$$

$$\underline{Q_{A(l)} = 455,71 \text{ T}}$$

- **Efforts de freinages correspondants aux surcharges $A(l)$:**

L'effort de freinage correspondant est : **$Fr_{A1} = 12,19 \text{ T}$** . Cette charge devant être répartie sur tous les pieux, devient négligeable par rapport aux charges verticales.

- **Charges routières Mc 120 :**

La longueur de tablier reprise par la pile étant de 41 m, nous allons disposer de deux chars avec leurs impacts espacés de 30,5 m ($36,5 \text{ m} - 6,1 \text{ m} = 30,5 \text{ m}$). En effet, la longueur minimale de tablier qu'on doit avoir pour disposer deux chars est de 42,7m, mais pour se

mettre dans le cas le plus défavorable on considère que les deux chars roulent sur 41 m de tablier. Les caractéristiques du char sont définies au *chapitre I*.

Nous considérons également que les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèles à l'axe de celle-ci et, peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

La masse totale du char étant de 110 T, uniformément répartie par chenille.

Soit Q_1 la charge routière due convoi militaire.

$$Q_1 = 2 \times 110 = 220 \text{ T}$$

$$Q_1 = 220 \text{ T}$$

Calcul du coefficient dynamique : δ

L'article 9.6 du *fascicule 61 Titre II* stipule que les charges militaires sont à pondérer par un coefficient de majoration dynamique ; ce coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle établie au *chapitre I* pour le système Bc (art. 5.5).

$$\delta = 1 + \alpha + \beta \text{ avec}$$

$$\alpha = \frac{0,4}{1 + 0,2L} = 0,043 \quad \text{et} \quad \beta = \frac{0,5}{1 + \frac{G}{S}}$$

S : Poids des charges militaires : $S = Q_1 = 220 \text{ T}$;

G : charges permanentes. ;

L : longueur de tablier reprise par la pile : $L = 41 \text{ m}$.

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 41} = 0,043 \quad \text{et} \quad \beta = \frac{0,5}{1 + \frac{3002}{220}} = 0,034$$

$$\delta = 1,077$$

$$Q'_1 = \delta \times Q_1 = 237 \text{ T}$$

$$\underline{Q'_1 = 237 \text{ T}}$$

▪ **Surcharges des trottoirs :**

Comme spécifié au chapitre I, nous considérons une charge locale de 450 kg/m^2 .

Soit L_T la largeur totale des trottoirs (BDG + BAU) : $L_T = 1,00 + 2,50 = 3,50 \text{ m}$.

La surcharge des trottoirs Q_2 est alors :

$$Q_2 = 450 \times L_T \times L$$

$$Q_2 = 0,450 \times 3,5 \times 41 = 64,575 \text{ t}$$

$$Q_2 = 64,575 \text{ T}$$

NB : les charges dues aux équipements et superstructures sont négligées vis-à-vis du chargement Mc120.

Les surcharges sont alors :

$$Q = Q'_1 + Q_2 = 455,71 + 64,575 = 520 \text{ T}$$

$$\underline{Q = 520 \text{ T}}$$

❖ **Les efforts de freinage : F (I)**

D'après l'article 9.7 du *fascicule 61 Titre II*, les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. En plus, les appareils d'appuis prévus permettent d'absorber ces efforts de freinage par déplacement horizontal du tablier. Et encore, la transmission des réactions au sol se fait d'autant mieux que la résultante est plus proche de la verticale. Par conséquent, les efforts de freinage ne seront pas pris en compte.

La charge verticale totale qui s'applique sous la pile P2 est alors :

- à l'ELS :

$$Q_T = 3002 + 520 = 3522 \text{ T, soit}$$

$$\underline{Q_{ELS} = 35220 \text{ kN}}$$

- à l'ELU :

$$Q_T = 1,35 \times 3002 + 1,5 \times 520 = 4832,7 \text{ T, soit}$$

$$\underline{Q_{ELU} = 48327 \text{ kN}}$$

N.B : les sollicitations seront considérées en état limite ultime. la charge à prendre en compte sera celle obtenue à l'ELU.

ETUDE DES CHARGES SOUS LA CULEE C1 :

Dans cette partie, nous présenterons d'abord l'inventaire des charges sollicitant les culées.

Puis nous effectuerons la descente des charges.

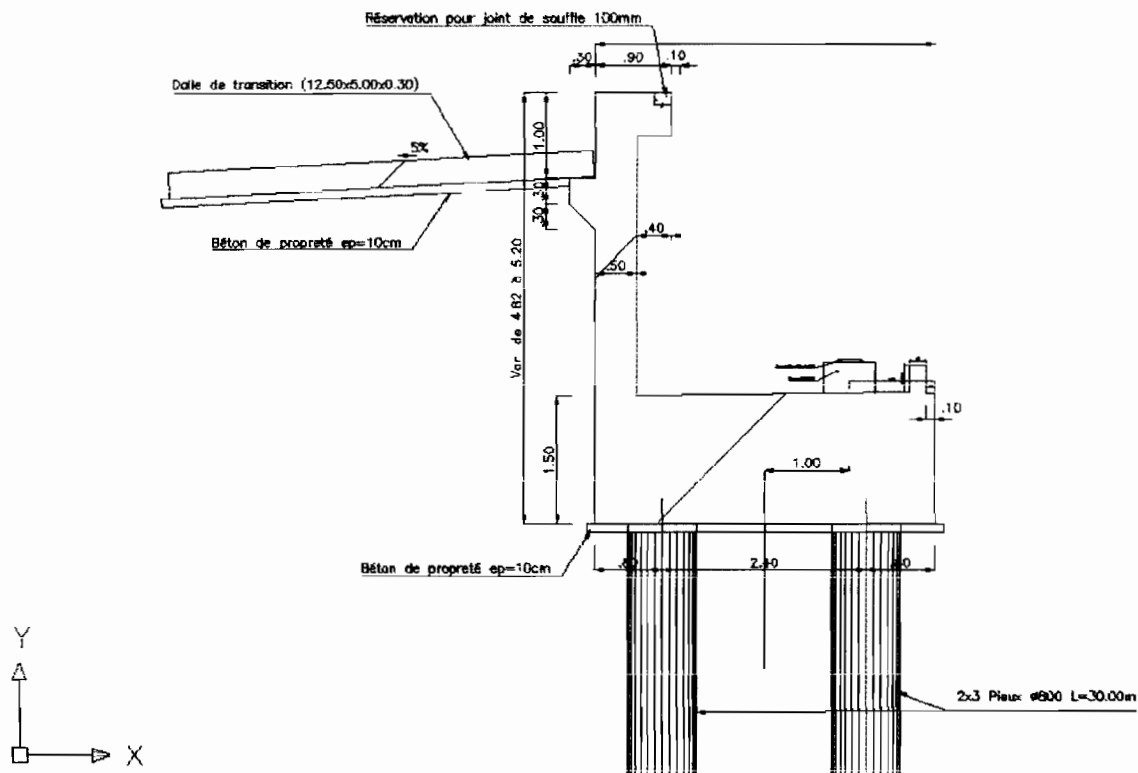


Figure 3 -4 : Elévation de la culée

Les charges à prendre en compte pour la culée sont les suivantes :

- les charges et surcharges provenant du tablier ;
- effort de freinage d'un camion de type Bc ;
- les poussées de terres ;

❖ **Calcul des charges provenant du tablier :**

- **Poids du hourdis (caisson) :**

Soit L la longueur de tablier reprise par la culée : L = 14,00 m.

La section du hourdis étant S= 9,712 m², le poids du tablier est alors :

$$g = 14 \times 9,712 \times 2,5 = 340 \text{ T}$$

$$\underline{g = 340 \text{ T}}$$

- **Poids du chevêtre :**

Dimensions du chevêtre : 1,5x4x15,10

Poids propre = 1,5x4x15,10x2,5 = 226 T

$$\underline{g = 226 \text{ T}}$$

- **Poids du mur garde-grève :**

Dimensions : 3,7x0,5x15,10

Poids propre = 3,7x0,5x15,10x2,5 = 70 T

$$\underline{g = 70 T}$$

- **Poids de la dalle de transition :**

Dimensions : 12,5x5x0,3

Poids propre = 12,5x5x0,3x2,5 = 47 T

$$\underline{g = 47 T}$$

- **Poids des poteaux (pieux au dessus de la semelle) :**

Longueur = 12,00 m ; Diamètre = 0,8 m ; nombre de poteaux = 6

$$g = 6 \times 12 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} \times 2,5 = 90 T$$

$$\underline{g = 90 T}$$

Les charges permanentes totales verticales G sont :

$$G = 2 \times 340 + 2 \times 226 + 2 \times 70 + 2 \times 47 + 90 = 1362 T$$

$$\underline{G = 1362 T}$$

- ❖ **Calcul des surcharges routières :**

- **Système A(l) :**

On a : A(l) = 8,55 kN/m² = 0,855 T/m² ; largeur chargeable : lc = 13 m ; portée : L = 14 m

La charge qui en découle est Q(l) = 13x14x0,855 = 155 T

$$\underline{Q(l) = 155 T}$$

- ❖ **Calcul des poussées de terre :**

Tous les pieux sont enterrés. Ils ne sont pas donc soumis aux poussées des terres. Par contre, le mur garde-grève et le chevêtre sont soumis aux poussées des terres. Elles devront être prises en compte dans l'étude de ces éléments.

La charge totale qui s'applique sous la culée est :

- à l'ELS :

$$Q_T = 1362 + 1,2 \times 155 = 1548 \text{ T, soit}$$

$$\underline{Q_T = 15\,480 \text{ kN}}$$

- à l'ELU :

$$Q_T = 1,35 \times 1362 + 1,5 \times 155 = 1548 \text{ T, soit}$$

$$\underline{Q_T = 18\,400 \text{ kN}}$$

II. Calcul des capacités portantes des éléments de fondation

Dans cette partie, il sera question de calculer la capacité des groupes de pieux qui dépend de deux termes : un terme de pointe et un terme de frottement qui, dans certains cas, peut être très important (pieux flottants). La capacité portante sera comparée à la charge qui arrive au niveau des appuis. En raison de la symétrie de l'ouvrage, nous ne ferons l'étude que pour la **culée C1** et la **pile P2**.

Données :

- Longueur des semelles : 10 m ;
- Largeur des semelles : 7 m ;
- Epaisseur semelle : 2.1 m ;
- Longueur des pieux sous culées: 30 m ;
- Longueur des pieux sous piles: 25 m ;
- Diamètre pieux sous piles: 1,5 m ;
- Diamètre pieux sous culées : 0,8 m ;
- Espacement longitudinale pieux sous culées : 3,75 m ;
- Espacement transversal pieux sous culées : 4 m ;
- Espacement longitudinale pieux sous piles : 5 m ;
- Espacement transversal pieux sous piles : 2,4 m.

Avant d'entamer le calcul de la capacité, nous ferons part de certaines inquiétudes. En effet, les sondages n'ont pas été effectués aux emplacements exacts des appuis et ils ont été arrêtés à une profondeur de 20 m ; alors que les pieux doivent être ancrés à des profondeurs de 25 m pour les piles et 30 m pour les culées.

Nous avons retenu le sondage pressiométrique SP6 qui est entre ces deux appuis pour les calculs, et que les paramètres de résistance (pression limite et module pressiométrique) restent constants à partir de cette profondeur.

1) Evaluation de la résistance de pointe Q_p d'un pieu isolé à partir de l'essai pressiométrique MENARD

L'essai au pressiomètre MENARD est plus indiqué que l'essai au pénétromètre pour l'évaluation des paramètres de résistance. La résistance de pointe est donnée par :

$$Q_p = A_p \times q_p$$

avec :

A_p : section droite du pieu

q_p : capacité portante ou contrainte de rupture sous la pointe

La contrainte de rupture sous la pointe q_p est calculée en appliquant une formule semi-empirique, donnée par le fascicule 62 (annexes C3 et E2) et qui relie directement la pression limite mesurée P_{le}^* à la pression de rupture sous la pointe q_p :

$$q_p = k_p P_{le}^* \quad (1)$$

- P_{le}^* est la pression limite nette équivalente qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées à des niveaux proches de la pointe du pieu.

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) dz$$

avec :

$b = \min(a, h)$

a = la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1 m et à 0,50 m dans le cas contraire.

h = ancrage dans la couche porteuse

$p_i^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_i^* .

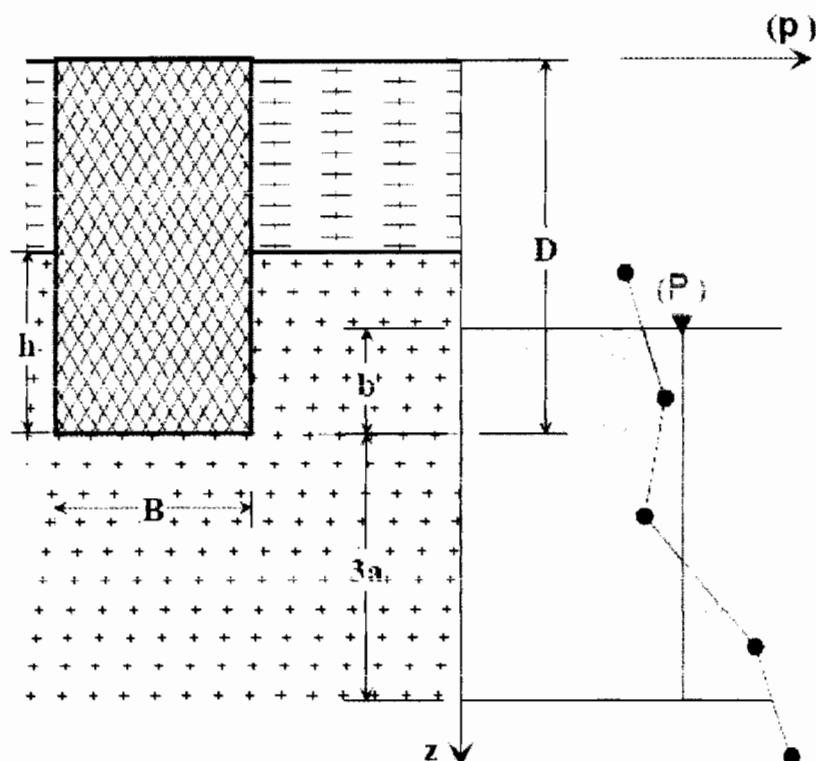


Figure 3-5 : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente

Les sols sont classés en trois catégories selon leur nature et leur pression limite P_1 . Pour les sols de caractéristiques intermédiaires, il est recommandé d'interpoler.

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

Tableau 3-1 : Détermination de la catégorie du sol

- Le facteur k_p , appelé facteur de portance, donne à la relation (1) son caractère empirique. Il est fourni par le tableau suivant ; il dépend de la nature et de la compacité du sol, du type de pieu, ainsi que de sa mise en œuvre. Ces valeurs ne sont applicables qu'au delà de profondeur critique D_c , en deçà il faudra procéder à une interpolation linéaire entre 0 et D_c .

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables, Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes ; marno-calcaires		1.8	2.6

Tableau 3-2 : valeurs du coefficient de portance k_p

L'essai a été arrêté à une profondeur de 20 m, alors que la profondeur des pieux va au-delà (30 m pour la culée et 25 m pour la pile), nous avons alors supposé que les caractéristiques du sol restent constantes à partir de 20 m de profondeur ; c'est-à-dire que la pression limite vaut 3,72 MPa et que le module pressiométrique vaut 40,9 MPa.

1-1) Pieux sous pile P2 :

Nous avons les données suivantes :

$$B = 0,75 \text{ m}$$

$$h = 9,5 \text{ m}$$

$$D = 25 \text{ m}$$

$$a = b = 0,5 \text{ m}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2} \times 3,72 \times (26,5 - 24,5) = 3,72 \text{ Mpa}$$

Nous avons ainsi à partir du tableau 14, affaire à un sable compact ; donc le facteur de portance k_p est égal à 3,2 en considérant que le pieu est exécuté sans refoulement du sol (pieu foré).

Par suite nous avons :

$$q_p = 3,2 \times 3,72 = 11,904 \text{ MPa}$$

D'où :

$$Q_p = A_p \times q_p = 1000 \times \pi \times \left(\frac{1,5^2}{4} \right) \times 11,904 = 21036 \text{ kN}$$

1-2) **Pieux sous culée C1 :**

Nous avons les données suivantes :

$$B = 0,4 \text{ m}$$

$$h = 14,5 \text{ m}$$

$$D = 30 \text{ m}$$

$$a = b = 0,5 \text{ m}$$

Vu que nous avons les mêmes valeurs de a et b que ci-haut, et que les pieux sont ancrés dans la même couche (sables fins blancs), la résistance de pointe sera la même que pour les pieux sous piles.

Nous avons :

$$Q_p = A_p \times q_p = 1000 \times \pi \times \left(\frac{0,8^2}{4} \right) \times 11,904 = 5984 \text{ kN}$$

2) **Evaluation du frottement latéral Q_f d'un pieu isolé à partir de l'essai pressiométrique MENARD**

Pour ce faire, nous allons déterminer le frottement latéral unitaire q_{si} . Les valeurs de ce dernier ont été établies, également, empiriquement à partir d'**essais de chargement pieux**.

La valeur du frottement latéral q_{si} , à une profondeur z, est donnée par les courbes du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette (z). La courbe à utiliser est fonction de la **nature du sol** et de l'**élément de fondation** considéré.

Figure 3-6 : Valeur du frottement latéral unitaire

Le frottement latéral se détermine par la formule :

$$Q_f = A_f \times q_{si}$$

avec :

A_f : la surface latérale du pieu

2-1) Pieux sous pile P2 :

En utilisant le tableau 15 et la figure ci-haut on trouve un $q_{si} = 0,12$ Mpa.

Par suite nous avons :

$$Q_f = A_f \times q_{si} = \pi \times 1,5 \times 25 \times 0,12 = 14137,4 \text{ kN}$$

2-2) Pieux sous culée C1 :

Nous avons :

$$Q_f = A_f \times q_{si} = \pi \times 0,8 \times 30 \times 0,12 = 9047,8 \text{ kN}$$

3) Calcul de la capacité portante admissible des groupes de pieux :

Les paramètres de résistance déterminés ci-haut, sont ceux d'un pieu isolé. Dans la pratique, les pieux sont la plupart du temps, en groupe. La charge limite du groupe Q_G , peut être différent de la somme des charges limites d'un pieu. On définit ainsi un coefficient d'efficacité C_e du groupe de n pieux par le rapport :

$$C_e = \frac{Q_G}{n \times Q_a}$$

avec Q_a , la capacité portante d'un pieu isolé.

Pour le calcul du coefficient d'efficacité, on peut se servir des formules empiriques telles que :

- la formule de Los Angeles :

$$C_e = 1 - \frac{B}{S} * \frac{1}{\pi \times m \times n} \times \left[m \times (n-1) + n \times (m-1) + \sqrt{2} \times (m-1) \times (n-1) \right]$$

Où, m : nombre de rangées dans un groupe de pieux

n : le nombre de pieux dans chaque rangée

B : le diamètre d'un pieu

S : l'espacement des pieux d'une même rangée

- la formule de Converse-Labarre

$$C_e = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}$$

$$\text{Où, } \theta = \text{tg}^{-1}\left(\frac{B}{S}\right)$$

- la règle de FELD

Elle admet que chaque pieu a pour charge portante, la charge portante d'un pieu isolé diminué d'autant de fois (1/16) de sa valeur qu'il y a de pieux voisins.

3-1) Pieux sous pile P2 :

- La capacité portante d'un pieu foré isolé Q_{adm} , est donnée par :

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{2,8} + \frac{Q_f}{1,99}$$

$$Q_{adm} = \frac{21036}{2,8} + \frac{14137,4}{1,99}$$

$$Q_{adm} = 14617 \text{ kN}$$

Calcul du coefficient d'efficacité :

$$B = 1,5 \text{ m}$$

$$n = 3$$

$$m = 2$$

$$S = 3,75 \text{ m}$$

- **Los Angeles**

$$C_e = 1 - \frac{1,5}{3,75} \times \frac{1}{\pi \times 2 \times 3} \times [2 \times (3-1) + 3 \times (2-1) + \sqrt{2} \times (2-1) \times (3-1)]$$

$$C_e = 1 - \frac{1,5}{3,75} \times \frac{1}{\pi \times 6} \times [4 + 3 + \sqrt{2} \times 2]$$

$$C_e = 0,79$$

- **Converse-Labarre**

$$\theta = \text{tg}^{-1}\left(\frac{1,5}{3,75}\right) = 21,8^\circ$$

$$C_e = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}$$

$$C_e = 1 - 21,8 \times \frac{(3-1) \times 2 + (2-1) \times 3}{90 \times 2 \times 3}$$

$$C_e = 0,72$$

- **FELD**

Nous avons quatre (4) pieux de type (a) et deux (2) pieux de type (b).

$$C_e = \frac{4 \times 81\% + 2 \times 69\%}{6} = 0,77$$

Nous choisirons comme coefficient d'équivalence, la moyenne des trois coefficients d'équivalence ; $C_e = 0,76$

La capacité portante du groupe de pieux, Q_G est donnée par :

$$Q_G = n \times C_e \times Q_{adm}$$

$$Q_G = 6 \times 0,76 \times 14617$$

$$\underline{Q_G = 66653 \text{ kN}}$$

3-2) Pieux sous culée C1 :

La capacité portante du pieu foré isolé, est donnée par :

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{2,8} + \frac{Q_f}{1,99}$$

$$Q_{adm} = \frac{5984}{2,8} + \frac{9047,8}{1,99}$$

$$Q_{adm} = 6684 \text{ kN}$$

Calcul du coefficient d'efficacité :

$$B = 0,8 \text{ m}$$

$$n = 6$$

$$m = 2$$

$$S = 3,75 \text{ m}$$

- **Los Angeles**

$$C_e = 1 - \frac{0,8}{3,75} \times \frac{1}{\pi \times 2 \times 6} \times [2 \times (6-1) + 6 \times (2-1) + \sqrt{2} \times (2-1) \times (6-1)]$$

$$C_e = 1 - \frac{0,8}{3,75} \times \frac{1}{\pi \times 12} \times [10 + 6 + \sqrt{2} \times 5]$$

$$C_e = 0,87$$

- **Converse-Labarre**

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{0,8}{3,75} \right) = 12,04^\circ$$

$$C_e = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}$$

$$C_e = 1 - 12,04 \times \frac{(6-1) \times 2 + (2-1) \times 6}{90 \times 2 \times 6}$$

$$C_e = 0,82$$

- FELD

Nous avons quatre (4) pieux de type (a) et huit (8) pieux de type (b).

$$C_e = \frac{4 \times 81\% + 8 \times 69\%}{12} = 0,73$$

Nous choisirons comme coefficient d'équivalence, la moyenne des trois coefficients d'équivalence ; $C_e = 0,81$

La capacité portante du groupe de pieux, Q_G est donnée par :

$$Q_G = n \times C_e \times Q_{adm}$$

$$Q_G = 12 \times 0,81 \times 6684$$

$$\underline{Q_G = 64968kN}$$

III. Vérification de la résistance

La vérification nous permettra de voir si le sol est capable de supporter notre structure ou pas.

- Vérification de la portance des fondations sous la pile P2 :

La charge appliquée : $Q_{ELU} = 48\,327\text{ kN}$

La résistance du groupe de pieux : $Q_G = 66653kN$

$$Q_G > Q_{ELU}$$

La stabilité est assurée par rapport au poinçonnement

- Vérification de la portance des fondations sous la pile C1 :

La charge appliquée : $Q_{ELU} = 18\,400\text{ kN}$

La résistance du groupe de pieux : $Q_G = 64968kN$

$$Q_G > Q_{ELU}$$

La stabilité est assurée par rapport au poinçonnement.

IV. Calcul des déplacements :

Nous supposons la semelle infiniment rigide, ce qui permettra une répartition uniforme de la charge axiale sur les pieux. Certes, pour un sable il n'est pas pertinent de parler de tassement, puisque celui est relativement nul et il est dû à un réarrangement de la structure du sol, mais nous le vérifierons quand même par un calcul.

Avant d'aborder cette partie, il faudrait d'abord faire un rapide survol de la théorie qui sous-tend ce calcul. En effet, ce calcul est différent de celui des fondations superficielles, en ce sens que l'effet de frottement doit être intégré, aussi bien que l'effet de groupe.

Le tassement d'un pieu isolé sous un chargement axial est en général faible, mais si on considère l'effet de groupe, le tassement peut être significatif, et une estimation fiable, suppose que l'on soit à mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

La revue sols-soils fut la première à proposer une méthode numérique de calcul du tassement des pieux, dans son numéro 7 (GAMBIN, 1963). Par la suite, CASSAN (1966) avait donné la formulation de ce tassement w dans un sol homogène de module pressiométrique E et pour des réactions pseudo-élastiques du sol :

$$w = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{B} \times \frac{1 + \frac{\lambda}{a \times B \times E_b} \times th(a \times D)}{\lambda \times B \times E_b \times th(aD)}$$

Où, Q est la charge en tête du pieu

B est le diamètre du pieu

$$\lambda = 4,5 \times E \text{ (bar)}$$

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4,17 \times 10^{-3} \times E}{E_{\text{béton}}}$$

$E_{\text{béton}}$ est le module d'élasticité du béton

D est la fiche du pieu.

Récemment, en 1982, Frank et Zhao, en se basant sur l'analyse du phénomène de dilatance, et en utilisant des résultats d'essais expérimentaux, ont proposé une méthode plus complexe qui fait d'ailleurs l'objet de l'annexe G4 du fascicule 62.

Nous utiliserons la méthode initiale, de par sa simplicité et aussi puisqu'il donne des résultats satisfaisant à condition de bien choisir la contrainte sous la pointe du pieu au départ.

On commence d'abord par découper le pieu en tronçons correspondant aux différentes couches traversées, souvent aux environs de 2 m de hauteur chacun. On estime ensuite le tassement w du tronçon inférieur (1) de la manière suivante :

$$w = \frac{q}{2 \times E} \times 0,30 \times \left(\frac{\lambda \times B}{0,6} \right)^\alpha \text{ (valable pour des pieux forés dont } B > 60 \text{ cm)}$$

Où q : contrainte normale moyenne sous la pointe

E : module pressiométrique moyen autour de la pointe (sur une hauteur B environ)

λ : coefficient de forme fonction du rapport des côtés de la fondation

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

Tableau 3-4 : coefficient de forme λ

α est le coefficient rhéologique donné par le tableau suivant :

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/γ_1	α	E_M/γ_1	α	E_M/γ_1	α	E_M/γ_1	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-

Tableau 3-5 : coefficient rhéologique α

Il faudra souligner que cette formule n'est valable que dans l'intervalle de taux de travail où le tassement dû au champ sphérique peut être considéré comme proportionnel à celui dû au champ déviatoire, ce qui limite l'emploi de cette règle aux pieux dont le rayon moyen reste inférieur à 1,5 m.

Le calcul est itératif. On démarre le premier calcul (du premier tronçon) avec $q = 1/3 q_{adm}$. Pour la valeur $w = w_1$ obtenue, on va chercher le frottement latéral τ mobilisé sur chaque tronçon à l'aide de la formule suivante :

$$w = C_1 \times \frac{\tau_i}{E} \times 0,6 \times \left(\frac{B}{0,6} \right)^\alpha$$

Où C_1 est un coefficient de déplacement relatif sol-pieu qui dépend de l'élancement total du pieu et du type de pieu : la valeur minimale étant pour les sols cohérents et la valeur maximale pour les sols pulvérulents grossiers.

Type de pieu	Pieu flottant		Pieu ancré en pointe
	$H_p/B < 5$	$H_p/B < 10$	
béton, foré	2,2-2,5	2,7-2,8	1,4-1,6
béton, moulé en place	1,5-1,7	1,7-1,8	0,9-1,0
béton préfabriqué, battu	0,9-1,0	1,0-1,2	0,5-0,6

Tableau 3-6 : coefficient C_1

Le frottement latéral τ est limité par q_s .

Pour connaître le tassement w_2 en tête du premier tronçon de pieu, on étudie l'équilibre du tronçon (1) donnée par :

$$(\sigma_i - \sigma_{i+1}) \times A = \tau_i \times P \times H$$

Où σ_i : contrainte dans le pieu en tête du tronçon (i)

A : surface de la section droite du pieu

τ_i : frottement latéral moyen mobilisé le long du tronçon (i)

P : périmètre du pieu

H : hauteur du tronçon du pieu

Celle-ci permet d'avoir la valeur de $(\sigma_i - \sigma_{i+1})$ qu'on va introduire dans l'équation :

$$w_{i+1} - w_i = \frac{H}{E_{\text{béton}}} (\sigma_i - \sigma_{i+1})$$

On peut aussi prendre comme approximation : $(\sigma_i - \sigma_{i+1}) = 2\sigma_i$

Cette opération est répétée pour chaque tronçon, et de proche en proche, on finit ainsi par le tassement en tête du pieu w_0 .

IV.1. Calcul tassement pieu sous Pile P2

$$Q_{adm} = 14617 \text{ kN}$$

$$q = \frac{4Q_{adm}}{\pi B^2} = 8271 \text{ kPa}$$

$$\text{Contrainte de calcul : } q_{calcul} = \frac{q}{3} = 2757 \text{ kPa}$$

Le pieu étant circulaire $\Rightarrow \lambda = 1$

$$w_1 = \frac{q}{2 \times E} \times 0,30 \times \left(\frac{\lambda \times B}{0,6} \right)^\alpha = \frac{2,757}{2 \times 40,55} \times 0,30 \times \left(\frac{1 \times 1,5}{0,6} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$w_1 = 0,0083 \text{ m}$$

$$C_1 = 2,2$$

$$\Rightarrow \tau_1 = \frac{w \times E}{C_1 \times 0,6} \times \left(\frac{0,6}{B} \right)^\alpha$$

$$\Rightarrow \tau_1 = \frac{0,0083 \times 40,55}{2,2 \times 0,6} \times \left(\frac{0,6}{1,5} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\Rightarrow \tau_1 = 0,19 \text{ MPa}$$

On remarque que τ_i dépasse $q_s = 0,12 \text{ MPa}$, dès la première itération. On doit alors diminuer la valeur de la contrainte de départ. Après plusieurs opérations on voit qu'à partir

de $q_{calcul} = \frac{q}{8}$, le résultat est satisfaisant.

$$(\sigma_i - \sigma_{i-1}) = \frac{\tau_i \times P \times H}{A}$$

$$(\sigma_i - \sigma_{i-1}) = \frac{0,12 \times 7 \times 1}{1,77}$$

$$(\sigma_i - \sigma_{i-1}) = 0,33 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Finalement on obtient pour la pile un tassement en tête de pieu de l'ordre de : 5,44 mm (voir détails de calcul en annexe). Tandis que pour la culée nous avons un tassement en tête de 5 mm.

Cette méthode de calcul de tassement, donne des résultats plus ou moins satisfaisants, en ce sens que le tassement obtenu est de l'ordre du millimètre, conformément à ce qui s'observe d'habitude chez les sables.

V. Vérification des dispositions requises :

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

- D'assurer une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux. Cela revient à considérer l'hypothèse d'une semelle infiniment rigide pouvant transmettre uniformément les charges reçues ;
- D'assurer le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent des sollicitations à la fondation ;
- L'espacement minimal de deux pieux consécutifs doit être de 1.5 B, soit un entraxe minimal de 2.5B, et cela pour des raisons d'exécution (B étant le diamètre du pieu en m). dans beaucoup des cas comme le fascicule 62 Titre V, on préconise un entraxe de 3B. Un entraxe important n'est pas aussi conseillé dans la mesure où il peut conduire à une forte épaisseur de la semelle de répartition.

VI. Conclusion :

Dans cette partie, consacrée à la vérification du modèle proposé, nous avons vérifié que les caractéristiques du sol et le choix des fondations, à savoir les fondations sur pieux, le nombre de pieux, leur diamètre, la profondeur d'encastrement ; permettent de reprendre les charges qui arrivent de la structure.

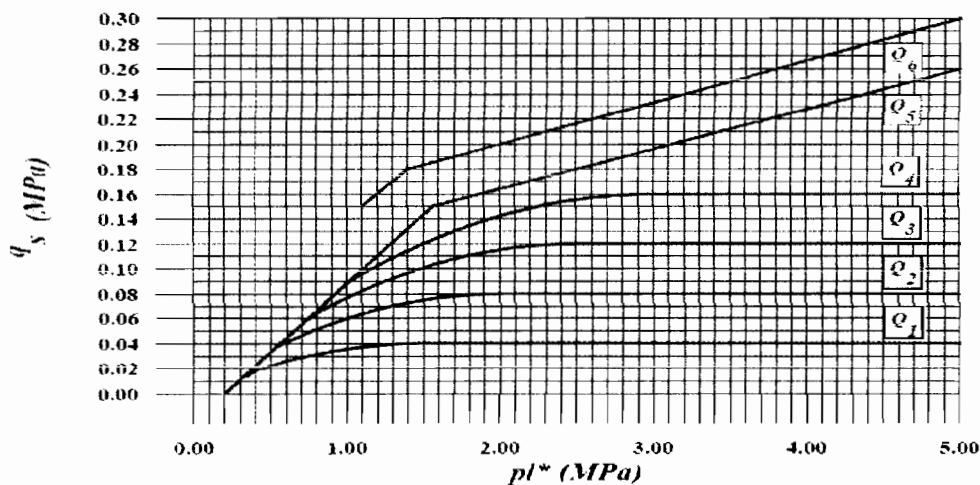
Aussi, nous signalerons au passage que pour la culée sa capacité portante est trop élevée par rapport à la charge qu'elle doit supporter. Et ceci s'explique par le nombre de pieux qui se trouvent au niveau de cette dernière. Ce nombre est trop élevé dans l'objectif de reprendre uniquement les charges qui arrivent du tablier (poids propre et charges d'exploitations).

Enfin, le calcul du tassement a montré que la méthode utilisée, à savoir la méthode initiale convient bien pour les sables.

	Argiles, limous			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$				Q_1	Q_2	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_3	$Q_4, Q_2^{(2)}$
Foré boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(2)}$		Q_1	$Q_3, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_2^{(2)}$	Q_3	$Q_4, Q_2^{(2)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(2)}$		Q_1	$Q_3, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_2^{(2)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)		Q_1		Q_1		Q_2			⁽¹⁾	Q_1	Q_1
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_1	Q_2				⁽¹⁾	Q_1	Q_1
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2			Q_3				⁽¹⁾	Q_1	Q_1
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_1	Q_2		Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_1	Q_2				⁽¹⁾	Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2			Q_3		Q_1	Q_2	Q_3		Q_4
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_1	Q_2		Q_1	Q_3		Q_1	Q_2		Q_3

Tableau 3-3 : détermination des abaques

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.



CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE PAR PLAXIS

I. PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS :

Le logiciel PLAXIS est un programme qui utilise, pour la modélisation des ouvrages en géotechnique, la méthode des éléments finis. La version PLAXIS 7.2, dont nous disposons, représente les ouvrages à étudier par un modèle plan ou axisymétrique. Nous travaillerons en axisymétrie ou déformations planes. Le programme présente une interface graphique « pratique », permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à analyser.

Le modèle utilisé pour traduire le comportement du sol est le modèle Mohr-Coulomb ; tandis qu'un modèle élasto-plastique est utilisé pour décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structure. La modélisation des éléments poutres est basée sur la théorie des poutres de Mindlin qui prend en compte les déformations de la poutre par effort tranchant en plus de celles dues à la flexion.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre (4) sous-programmes : **Input** (entrées), **Calculations** (calculs), **Output** (résultats) et **Curves** (courbes).

1. Sous programme **Input** : Entrées des données

Pour réaliser une analyse de structure avec PLAXIS, nous aurons à créer un modèle numérique, à spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du sous-programme **Input**. Nous distinguons à cet effet quatre types de données :

- la définition des objets géométriques (ex : dessiner une couche de sol) ;
- la saisie de texte (ex : entrer un nom de projet) ;
- la saisie de valeur (ex : entrer une masse volumique ou une charge) ;
- les sélections (ex : choisir un modèle de sol).

La procédure consiste à dessiner d'abord les contours géométriques, puis ajouter les couches de sol, les éléments de structure, définir les conditions aux limites, et enfin les chargements.

III. ANALYSE DES RESULTATS

A première vue, les déplacements sont faibles. Ils sont de l'ordre du micromètre. Le déplacement maximal observé dans le massif est égal à $915.10^{-6} m$. Les contraintes observées sont aussi faibles, la plus importante vaut 705,58 kPa. L'analyse n'a pas signalé de zones de rupture (plastification), donc le domaine élastique demeure. Il faudra signaler que le comportement de chaque pieu est influencé par les autres. En effet, un pieu isolé sous chargement axial, travaillerait en enfoncement, mais sous l'influence des autres pieux du groupe, nous avons remarqué que le pieu 2 travaillait en arrachement.

L'analyse des diagrammes de déplacements et de moments pour chaque pieu, montre que le pieu 1 et le pieu central, travaillent en enfoncement tandis que le pieu 2, lui travaille en arrachement. Pour le pieu 1, les déplacements sont constants, tout le long du pieu ; tandis que pour le pieu 2 et le pieu central, ils sont maximaux en leur milieu.

Les diagrammes des efforts internes ont une forme parabolique. Pour le pieu 1, l'effort normal est une compression qui est maximale au 2/3 inférieur, l'effort tranchant au 1/3 supérieur, le moment, en tête de pieu. Pour le pieu central, l'effort normal est une compression qui est maximale au milieu du pieu avec une faible traction en tête ; l'effort tranchant est maximal au 1/3 supérieur, et le moment en tête du pieu et au milieu de celui-ci. Quand au pieu 2, l'effort normal est relativement constant sur toute la longueur du pieu, le moment est maximal au 1/3 supérieur et au 1/3 inférieur. La semelle a tendance à se déplacer vers la droite, elle est en compression dans les 2/3 tiers de sa longueur et en traction dans le dernier 1/3.

L'analyse des coupes, effectuées en différentes profondeurs, révèle que les déplacements et les déformations, puisqu'ils sont liés, s'accroissent en profondeur. Mais, arrivé à une certaine profondeur, au-delà de la profondeur d'ancrage des pieux, ils commencent à diminuer. Les contraintes, varient aussi dans le sens que les déplacements. En effet les déplacements dans le massif sont dus aux accroissements de contraintes.

CHAPITRE V : MODELISATION ANALYTIQUE DES FONDATIONS

La modélisation a pour objet, d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Ce fonctionnement dépendra de la nature de l'ouvrage (géométrie), du comportement du sol, des conditions de chargement de notre structure, des étapes de construction, etc. ; en somme il dépend de beaucoup de paramètres. Il s'agira alors, de faire un choix judicieux de ces différents paramètres et d'avoir une bonne méthode de calcul pour prétendre à un résultat satisfaisant. La méthode des éléments finis, grâce à la puissance des calculateurs d'aujourd'hui, donne des résultats appréciables.

Dans ce chapitre, nous aurons tout d'abord à présenter la méthode des éléments finis, puis nous choisirons un modèle de comportement pour notre sol, ensuite nous décrirons le modèle d'interface sol-pieu, enfin pour la modélisation du pieu, nous utiliserons les équations d'équilibre de ce système (sol-pieu-interface) et les lois de comportement des matériaux pour déterminer notre équation fondamentale, la méthode des éléments finis nous permettra de calculer les déformations.

I. Rappel des bases théoriques de la méthode des éléments finis

La résolution d'un problème de structure requiert la connaissance des trois éléments suivants :

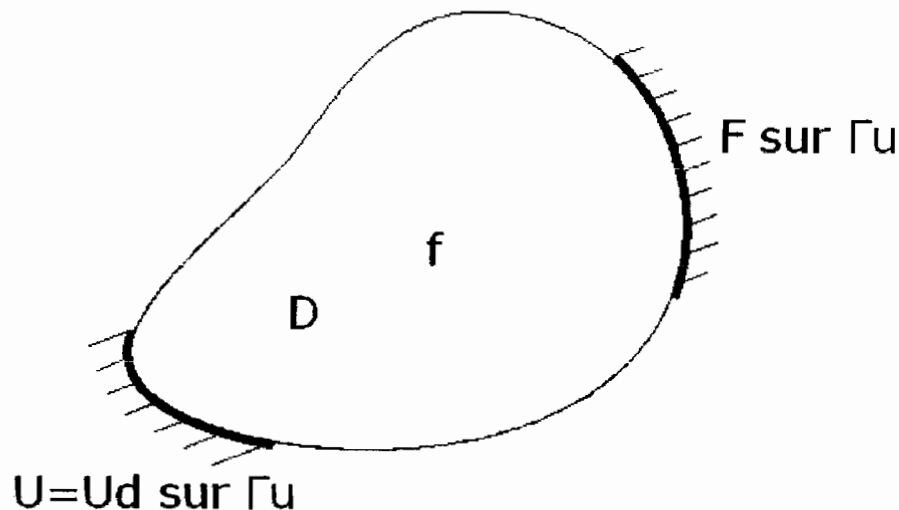
- L'expression des équations d'équilibre et les efforts appliqués ;
- Les conditions aux limites ;
- La loi de comportement.

Ces éléments s'écrivent la plupart du temps sous la forme d'équations aux dérivées partielles.

La méthode des éléments finis est alors basée sur les formulations énergétiques qui nous permettent de faire une synthèse de ces trois éléments afin d'obtenir une formulation plus compacte, donc facile à discrétiser. Celles-ci reposent fondamentalement sur le principe des puissances virtuelles (PPV).

Enoncé du Principe des Puissances Virtuelles :

Considérons un domaine D dans l'espace à trois dimensions (x, y, z) , limité par une surface Γ_u et soumis à des forces de volume \vec{f} et à des forces de surface \vec{F} .



Les champs virtuels vérifiant :

- $U^*(x) = 0 \forall x \in \Gamma_u$, sont dits cinématiquement admissibles à 0, noté C.A. $\{0\}$
- $U^*(x) = U_d \forall x \in \Gamma_u$, sont dits cinématiquement admissibles, noté C.A.

Le principe s'énonce comme suit :

$$\forall u^*(x) \in C.A. \{0\},$$

$$P_{int}(u^*(x)) + P_{ext}(u^*(x)) = P_{acc}(u^*(x)) \text{ où, } (1)$$

$$P_{int}(u^*(x)) = - \int_D tr((\sigma(x) \cdot \varepsilon^*(x)) \cdot d\Omega$$

$$P_{ext}(u^*(x)) = \int_D f(x) \cdot u^*(x) \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_f} F(x) u^*(x) \cdot dS$$

$$P_{acc}(u^*(x)) = \int_D \left(\rho \frac{d^2 u^*(x)}{dt^2} \right) \cdot u^*(x) \cdot d\Omega$$

Dans le cas de la statique, $P_{acc} = 0$

L'équation (1) devient :

$$P_{int}(u^*(x)) + P_{ext}(u^*(x)) = 0 \quad (2)$$

C'est à partir de ces résultats et en introduisant la loi de comportement du matériau que l'on obtient la formulation variationnelle d'un problème d'élasticité.

1) Les différentes formulations

Nous allons étudier le cas d'un problème complet d'élasticité isotherme statique.

- Formulation principe des puissances virtuelles

Les différentes relations permettant d'écrire un problème complet d'élasticité isostatique sont :

- la loi de comportement : $\sigma = L\varepsilon$
- les conditions aux limites :
$$\begin{cases} \mathbf{u}(\mathbf{x}) = \mathbf{u}_d(\mathbf{x}), \forall \mathbf{x} \in D_u \\ F(\mathbf{x}) = F_d(\mathbf{x}), \forall \mathbf{x} \in D_F \end{cases}$$

En introduisant la loi de comportement dans l'écriture du PPV, on obtient :

$$\forall \mathbf{u}^*(\mathbf{x}) \in C..A$$

$$\int_D \text{tr}(L\varepsilon(\mathbf{x})\varepsilon^*(\mathbf{x}))d\Omega = \int_D f(\mathbf{x})u^*(\mathbf{x})d\Omega + \int_{D_F} F(\mathbf{x})u^*(\mathbf{x})dS + \int_{D_u} (\sigma\mathbf{n})u^*_d(\mathbf{x})dS$$

$\sigma\mathbf{n}$ sont les réactions inconnues le long de la surface ou du bord, ayant un déplacement imposé. Ainsi pour éliminer ces inconnues, nous allons choisir un champ de déplacement virtuel cinématiquement admissible à zéro. En prenant un tel champ, il est possible de réécrire la puissance virtuelle des efforts extérieurs, qui dans ce cas est réduite à la puissance des efforts donnés :

$$\forall \mathbf{u}^*(\mathbf{x}) \in C..A\{0\}$$

$$P_{\text{ext}}(\mathbf{u}^*(\mathbf{x})) = P_{\text{donné}}(\mathbf{u}^*(\mathbf{x})) = \int_D f(\mathbf{x})u^*(\mathbf{x})d\Omega + \int_{D_F} F(\mathbf{x})u^*(\mathbf{x})dS$$

On montre facilement que $\int_D \text{tr}(L\varepsilon(\mathbf{x})\varepsilon^*(\mathbf{x}))d\Omega$ est une forme bilinéaire symétrique en $\mathbf{u}(\mathbf{x})$ et $\mathbf{u}^*(\mathbf{x})$. Donc tout problème d'élasticité isotherme en petites déformations (indépendance du domaine envers $\mathbf{u}(\mathbf{x})$) peut s'écrire :

$$Pbl \begin{cases} \text{div}(\sigma) + f = \rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} = 0 \text{ (en statique)} \\ \sigma = L\varepsilon \\ \mathbf{u}(\mathbf{x}) = \mathbf{u}_d \text{ sur } D_u \\ F(\mathbf{x}) = F_d \text{ sur } D_F \end{cases}$$

admet la formulation PPV suivante :

$$\forall \mathbf{u}^*(\mathbf{x}) \in C..A$$

$$K(\mathbf{u}, \mathbf{u}^*) = P_{\text{donné}}(\mathbf{u}^*), \forall \mathbf{u}^* \in C..A\{0\} \text{ où } K(\mathbf{u}, \mathbf{u}^*) = \int_D \text{tr}(L\varepsilon(\mathbf{x})\varepsilon^*(\mathbf{x}))d\Omega$$

$$P_{\text{donné}} = \text{Puissance virtuelle des efforts donnés}$$

Les différentes formulations, nous ont ainsi permis d'aboutir à des formulations variationnelles continues. Le principe des éléments finis étant de résoudre un problème discrétisé, il faudra utiliser les méthodes telles que celles de Galerkin, de Ritz et l'intégration numérique pour aboutir au résultat.

II. Modélisation du sol :

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permette d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. Celle-ci est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte $d\sigma$: c'est la loi de comportement du sol. Elle est une relation mathématique liant le tenseur de contrainte $\bar{\sigma}$, le tenseur de déformation $\bar{\varepsilon}$ et leurs incréments $d\bar{\sigma}$ et $d\bar{\varepsilon}$.

Dans cette partie, nous aurons tout d'abord à déterminer un modèle de comportement, en d'autres termes la loi de comportement de notre sol. Ensuite, à partir de cette loi, nous établirons les équations liant les contraintes aux déformations. Ces résultats seront exploités dans la partie modélisation du pieu.

Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol. C'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par le matériau. Les modèles classiques admettent des simplifications (sol homogène, massif semi-infini) qui réduisent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles planes ou axisymétriques (pieux). Les relations entre les forces ou contraintes et les déplacements sont la plupart linéaires et isotropes pour les calculs de déformations et de type « rigide-plastique » pour les calculs de stabilité.

La construction d'un modèle passe d'abord par le rôle à attribuer au temps. Nous rappellerons que les essais de laboratoire (Chapitre II) ont montré la présence d'un sable fin sur le site de notre étude. Pour les sables, il est généralement admis que les déformations évoluent *simultanément* avec les états de contraintes et que les effets de la viscosité et du vieillissement sont négligeables. La vitesse de sollicitation n'a donc pas d'influence sur le comportement du matériau.

Le sable est un matériau considéré comme sans cohésion, constitué d'un assemblage de grains sans liaisons effectives les uns avec les autres. Le comportement d'un tel matériau ne saurait s'expliquer que par des modifications de son assemblage : soit au niveau de la structure formée par l'ensemble des grains, soit au niveau du grain même.

Les essais de laboratoire établissent une irréversibilité des déformations. En effet, les déplacements macroscopiques, produits principalement par le déplacement relatif des particules n'est pas *réversible*.

Les mécanismes principaux des déformations irréversibles sont donc essentiellement des modifications de la structure granulaire liées à deux phénomènes : le serrage et le déplacement relatif des grains. Ces mouvements sont associés à la réorientation des grains et induisent une *anisotropie* du matériau. Le réarrangement des grains entraîne des déformations volumiques importantes, d'abord de contractance, puis de dilatance lorsque les forces agissant sur les grains deviennent suffisamment grandes pour provoquer le désenchevêtrement rapide de la structure granulaire.

La méthode de construction habituelle des lois de comportement est basée sur l'essai triaxial, dans lequel les directions principales de contraintes et de déformations restent fixes et la pression de confinement constante. Par contre, cet essai n'a pas été effectué sur le projet, c'est plutôt le cisaillement à la boîte de CASAGRANDE qui a été réalisé.

Les lois de comportement sont classées en deux groupes :

- les lois usuelles :

Elles sont d'usage courant et reposent sur des lois élastoplastiques parfaites, composées d'une élasticité linéaire isotrope ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique. On y trouve la loi de Mohr-Coulomb, qui est une loi élastique, utilisée pour décrire de manière approchée, le comportement des sols et des argiles à long terme. Il y a aussi dans cette catégorie la loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, utilisée pour décrire le comportement à court terme des sols.

- les lois évoluées :

Ces lois sont reposent sur la théorie de l'élastoplasticité avec écrouissage, obtenues en laboratoire ou à l'aide de simulation numérique. On y retrouve : le modèle de Cambridge (ou Cam-Clay), destiné à représenter le comportement des argiles reconstituées en laboratoire ; le modèle MELANIE (Modèle ELastoplastique ANIsotrope avec Ecrouissage), qui permet de simuler par éléments finis le phénomène de consolidation et enfin le modèle Nova qui modélise le fluage des sols compressibles (argiles par exemple).

Etant donné que les résultats des essais de laboratoire ont conclu la présence d'un sable fin sur le site, nous pouvons considérer le modèle de Mohr –Coulomb, défini par un angle de frottement et une cohésion (donnés par l'essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE). De plus, la loi de comportement élastique linéaire isotrope, convient bien à notre sol. L'élasticité suppose qu'on est dans le cas de faibles déformations (ce qui convient au sable car les tassements sont relativement faibles), l'isotropie réduit les six (6) composantes des tenseurs de contraintes et déformations à deux et la linéarité permet d'avoir la relation suivante entre les contraintes et les déformations :

$$\sigma = E\varepsilon \text{ et } \tau = G\gamma$$

Cette relation porte le nom de loi de Hooke.

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

Où E est le module de Young et G le module de cisaillement. E peut être obtenu par le tableau suivant :

prof. (km)	ρ (kg/m ³)	V_p (km/s)	V_s (km/s)	ν	E (GPa)
0-10	2730	6.06	3.49	0.252	83.9
10-30	2850	6.35	3.67	0.249	95.9
30-50	3080	7.05	3.85	0.288	117.6
50-115	3450	8.17	4.65	0.260	188.0
115-365	3540	8.35	4.30	0.320	172.7
365-450	3650	8.80	4.75	0.294	213.2

Tableau 5-1 : Module de Young E en fonction de la profondeur

Le coefficient de poisson ν , qui traduit le rapport de la déformation radiale sur la déformation axiale, peut être pris égal à 0.25, ce qui assure la non variation de volume en petites déformations.

Après avoir choisi une loi de comportement pour notre sol, il reste à appréhender les phénomènes (forces) qui agissent au niveau de l'interface sol-pieu. En fait, ces forces sont très importantes pour les pieux flottants (c'est notre cas), elles constituent la majeure partie de la capacité portante. C'est ce qui fera l'objet de la partie qui suit.

III. Modélisation de l'interface sol-pieu :

Le comportement des fondations profondes (le cas des pieux flottants) est essentiellement un problème d'interaction sol-structure. A cet effet, l'interface sol-pieu joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité d'un ouvrage en fondations profondes. C'est pourquoi une attention particulière sera consacrée, dans cette partie du chapitre, à la modélisation du contact sol-pieu et à la définition d'éléments capables de reproduire le comportement d'interface. Dès lors, nous procéderons, dans une première étape, à apporter quelques définitions de l'interface sol-pieu ; ensuite, nous passerons à sa caractérisation afin de procéder à la modélisation proprement dite de l'interface.

1- Définition de l'interface sol-structure :

D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure peut être définie comme étant une fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant. Ainsi, la couche d'interface permet le transfert du chargement de la structure vers le sol. Elle est donc le lieu de transmission des contraintes et des déformations.

2- Caractérisation de l'interface :

Pour déterminer les caractéristiques de la couche d'interface, des essais de laboratoire doivent être effectués. Il existe plusieurs types d'essais permettant de caractériser la couche d'interface. On fera recours aux essais de cisaillement direct qui sont présentés comme des dispositifs simples si l'on impose au sol de glisser par rapport à l'interface. Cet essai nous permettra de déterminer les rigidités normales K_n et tangentielle K_t .

L'interface est principalement caractérisée par les trois éléments suivants :

- le coefficient de frottement :

Nous distinguerons le coefficient de frottement apparent du coefficient de frottement réel.

Le coefficient de frottement apparent μ^* est défini par :

$$\mu^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_0}$$

Où τ_{\max} est la contrainte de cisaillement ou frottement latéral unitaire maximal et σ_0 la contrainte normale initiale ; tandis que le coefficient de frottement réel μ est défini par :

$$\mu = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_0 + \Delta\sigma(\tau_{\max})}$$

Où $\Delta\sigma(\tau_{\max})$ est l'accroissement de la contrainte normale. Ceci est dû au phénomène de dilatance généré au sein de l'interface.

- l'angle de frottement sol-pieu :

L'angle de frottement sol-pieu est souvent influencé par les facteurs suivants :

- la rugosité du pieu (les aspérités) ;
- l'angle de frottement interne du sol Φ' ;
- le tassement relatif entre le sol et le pieu.

L'angle de frottement δ' est déterminé à partir du coefficient de frottement réel sol-pieu μ par la relation suivante :

$$\delta' = \tan^{-1}(\mu)$$

L'angle de frottement varie entre 0 et Φ' . Mais, il est souvent pris égal à $\frac{2}{3}\Phi'$ pour l'interface sol-béton.

- l'épaisseur de l'interface :

L'épaisseur de la couche d'interface influe considérablement sur le comportement de l'élément. Cette épaisseur de la couche d'interface, qui se forme dans un milieu granulaire (le sol) avec un élément de structure (le pieu), dépend essentiellement des dimensions des grains

de sol, de la densité du matériau, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites. Il convient donc de définir un terme utilisant l'épaisseur de la couche d'interface et qui revêt une importance particulière dans la résolution par éléments finis des problèmes de contact sol-structure : le rapport de forme. Le rapport de forme est par définition le rapport de la plus grande dimension de l'élément (L) sur sa plus petite dimension (t). La définition du rapport de forme est un aspect essentiel de la méthode de l'interaction sol-structure à l'aide de la méthode des éléments finis. Pour les éléments standard, il est souvent pris entre 3 et 10. Cependant, pour les éléments type « couche mince », les valeurs du rapport de forme comprises entre 10 et 100 permettent d'avoir une estimation correcte des déplacements relatifs.

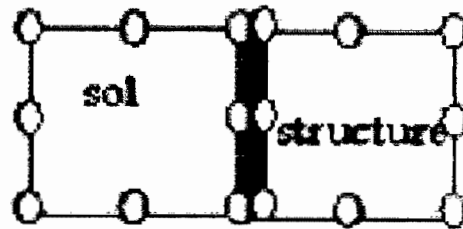
3- Modélisation de l'interface :

A cause du caractère particulier des interfaces, plusieurs types de modèle ont été proposés. Mais, nous retiendrons essentiellement, sans entrer dans les détails, deux grandes familles de modèle : les modèles élastoplastiques bidimensionnels et les modèles élastoplastiques tridimensionnels. En déformation plane, on distingue, pour les modèles élastoplastiques bidimensionnels, les modèles élastoplastiques parfaitement plastiques et les modèles élastoplastiques avec écrouissage.

La première étape de la modélisation de l'interface consiste en la représentation de l'élément d'interface sous forme d'éléments spéciaux par éléments finis. L'utilisation de ces éléments nous permet de pouvoir appliquer à l'élément d'interface une loi de compatibilité des déplacements relatifs entre le sol et le pieu. Parmi ces éléments, nous pouvons citer : les éléments sans épaisseur, les éléments de type couche mince.

▪ Les éléments sans épaisseur :

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints (« zero-thickness elements » dans la littérature anglo-saxonne). Ils ont été initialement développés par Goodman et al. (1968) présentant 4 nœuds. Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les nœuds sont les principales variables de déformation. Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Cependant, certains problèmes de conditionnement numériques ont été signalés lorsque K_n et K_t dépassent $100 E$ (E module de Young du sol adjacent).

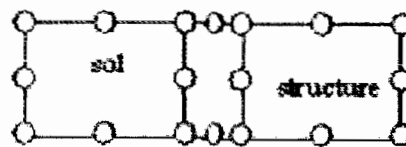


Élément d'interface
spécial (épaisseur nulle)

Figure 5-1 : éléments d'interface de type « sans épaisseur »

▪ *Les éléments de type couche mince :*

Le concept de couche mince (« thin-layer elements » dans la littérature anglo-saxonne) a été abordé par Desai et al. (1984) qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié. La formulation de l'élément de type couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive adéquate.



Élément d'interface
type couche mince

Figure 5-2 : éléments d'interface de type « couche mince »

Formulation du modèle type couche mince

Nous allons travailler en déformation plane ou en axisymétrie afin de considérer un élément d'interface de type « couche mince » bidimensionnel. En effet, les analyses par éléments finis utilisées pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure sont souvent effectuées en configuration axisymétrique ou en déformation plane. Nous proposons également la formulation par éléments de type couche mince pour analyser l'interface sol-pieu.

Le choix des éléments type « couche mince » est justifié par le fait qu'ils permettent une bonne description du comportement de l'interface qui soit valable aussi bien dans la direction parallèle au cisaillement que dans la direction perpendiculaire ; ce qui n'est pas le

cas pour les éléments « sans épaisseur ». L'avantage des éléments type « couche mince » est aussi de pouvoir utiliser les éléments finis standard.

D'après l'approche générale de l'élastoplasticité incrémentale, les inconnus du problème sont les déplacements normal relatif u_n et tangentiel relatif u_t , associés à la contrainte normale σ_n et de cisaillement τ parallèle à la direction de l'interface.

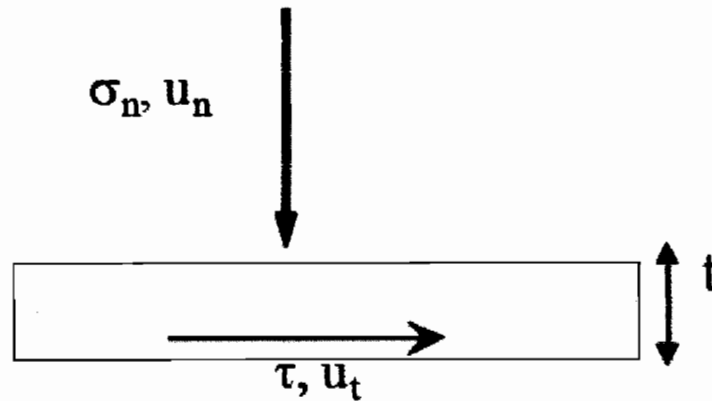


Figure 5-3 : modèle d'interface « couche mince » bidimensionnel

La formulation bidimensionnelle de « De Dennaro et Frank (2002), à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées » utilise la contrainte normale à l'interface (σ_n), la contrainte de cisaillement (τ) et leurs déplacements normal (u_n) et tangentiel (u_t) relatifs, pour décrire le comportement élastique d'un élément d'interface. Ainsi, le comportement élastique linéaire de l'interface est donné par la relation suivante :

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} du_n \\ du_t \end{Bmatrix} \quad \text{où}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix}$$

K_n et K_t sont respectivement la rigidité normale et tangentielle ;

$\begin{Bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{Bmatrix}$ représente le vecteur incrément de contrainte ;

$\begin{Bmatrix} du_n \\ du_t \end{Bmatrix}$ représente le vecteur incrément des déplacements relatifs.

Comme nous le ferons dans le cas de l'analyse des pieux, cette relation est exprimée dans le repère propre à l'élément d'interface ; il va falloir donc transformer cette équation dans le repère globale par une matrice de transformation géométrique.

IV. Modélisation du pieu

L'objectif de cette partie est, d'abord, de déterminer les déplacements maxima en tête. Cependant, pour dimensionner les pieux, la connaissance des contraintes et des déformations demeure nécessaire.

Le comportement d'un pieu soumis à un chargement statique est influencé par les caractéristiques mécaniques du pieu, la nature et le comportement du sol qui l'entoure et le type de chargement lui-même.

Pour la modélisation du pieu, il nous faut nécessairement connaître :

- Une loi de comportement du sol adéquate ;
- Un bon modèle d'interaction sol-pieu ;
- Une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions de chargement et des conditions aux limites ;
- Et une bonne méthode de résolution

De nombreuses méthodes ont été proposées pour l'analyse des pieux :

- La théorie classique rigide-plastique qui suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture et nous permet de déterminer la charge limite pour un pieu ; mais elle ne représente pas le comportement du pieu en déplacement. C'est cette théorie qui a été utilisée au *chapitre III* pour calculer les capacités portantes des pieux.

- La théorie proposée par Poulos et David (1980) ;
- La théorie du continuum élastique sur laquelle deux méthodes se sont basées : celle utilisant la solution des équations de Mindlin (1936) et la méthode des éléments finis ;
- Enfin, la méthode la plus couramment utilisée, basée sur la théorie de Winkler. Elle repose sur une modélisation du sol par des séries de ressorts. Elle est la plus simple car reliant directement le comportement du sol (réaction P ou pression p) au comportement du pieu (déplacement).

Dans le cadre de ce travail, nous mettrons l'accent sur la méthode des éléments finis qui, à la différence des autres méthodes, permet, à travers une discrétisation du milieu réel, de déterminer une solution approchée du système d'équations différentielles régissant le problème d'équilibre d'un solide soumis à des conditions aux limites en terme de forces et de déplacements.

1. Procédure générale de la méthode des éléments finis :

La résolution d'un problème mécanique par la méthode des éléments finis se résume en ces cinq étapes suivantes :

- a. la structure est subdivisée en un nombre fini d'éléments par un nombre fini de points appelés nœuds définissant leur géométrie et leur délimitation (voir le schéma de l'élément de pieu isolé). Avec le modèle déplacement, les déplacements des nœuds sont considérés comme les inconnus de base. Mais, cette discrétisation se fera de manière à ce que chaque couche du système sol-pieu ait des caractéristiques mécaniques constantes.
- b. on définit ensuite de façon unique à l'intérieur de chaque élément, un champ (une fonction) de déplacement par l'intermédiaire des déplacements nodaux.
- c. après avoir défini le champ de déplacement de chaque élément, les champs des contraintes et des déformations sont déduits par les relations cinématiques et la loi constitutive (loi de Hooke).
- d. l'application des principes énergétiques permet d'établir les relations entre les forces internes (\mathbf{f}), les effets des forces appliquées (\mathbf{f}_0) et les déplacements (\mathbf{d}).

$$\mathbf{f} = \mathbf{k}\mathbf{d} + \mathbf{f}_0, \quad \mathbf{k} \text{ exprime la raideur.} \quad (1)$$

- e. les éléments sont ensuite assemblés de manière à construire un modèle qui reproduit le comportement de la structure initiale. Cette opération se traduit par un système d'équations algébriques que l'on résout par l'une des méthodes de résolution d'équations habituelles :

$$\mathbf{KD} = \mathbf{F}^0 \quad (2)$$

2. Principe de modélisation d'un pieu isolé :

- **Hypothèses de transmission des charges :**

Les charges verticales et les charges horizontales appliquées à la pile (ou à la culée) sont transmises aux pieux sous forme de charges axiales avec les hypothèses suivantes :

- la semelle de répartition est infiniment rigide ;
- les têtes des pieux sont articulées sur la semelle ;
- les pieux sont des poutres verticales sur fondations élastiques ;
- Le sol a un comportement linéaire isotrope, et un critère de rupture de Mohr-Coulomb.

- **Représentation graphique du pieu :**

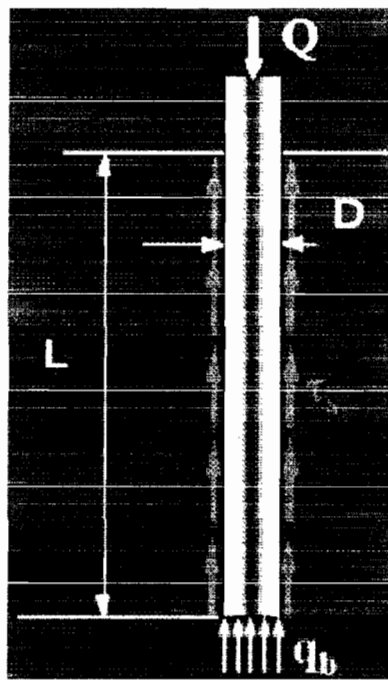


Figure 5-4 : pieu isolé

• **Définition du comportement du pieu :**

Le comportement du pieu est défini par une équation reliant le déplacement vertical u du pieu (qui varie avec la profondeur z , du fait de la compressibilité du pieu) et les forces extérieures appliquées (frottement T par unité de longueur que le sol exerce sur le pieu).

Le pieu est alors assimilé à une poutre verticale élastique soumise à des forces extérieures. Le comportement du pieu est ainsi représenté par l'équation fondamentale d'une barre sollicitée axialement.

$$E_p A_p \frac{d^2 u}{dz^2} + T = 0, \text{ où} \quad (3)$$

E_p : Module d'élasticité du pieu ;

A_p : Section droite du pieu ;

u : déplacement du pieu qui varie avec la profondeur ;

z : la profondeur dans le sol.

$T = \tau_{rz} \pi D$: force de frottement exercée par le sol ; D représente le diamètre du pieu.

τ_{rz} exprime la contrainte de cisaillement exercée par le sol. Elle est liée à la contrainte effective horizontale par l'équation suivante :

$$\tau_{rz} = \sigma'_h k \tan \delta \text{ où,} \quad (4)$$

k : coefficient de pression latérale ;

σ'_h : contrainte effective horizontale ;

δ : angle de frottement sol pieu.

T est connu pour chaque élément isolé.

Démonstration de l'équation fondamentale :

Puisque le pieu est discrétisé en un nombre fini d'éléments sollicités, nous allons en isoler un. L'élément de pieu isolé est représenté à la figure suivante.

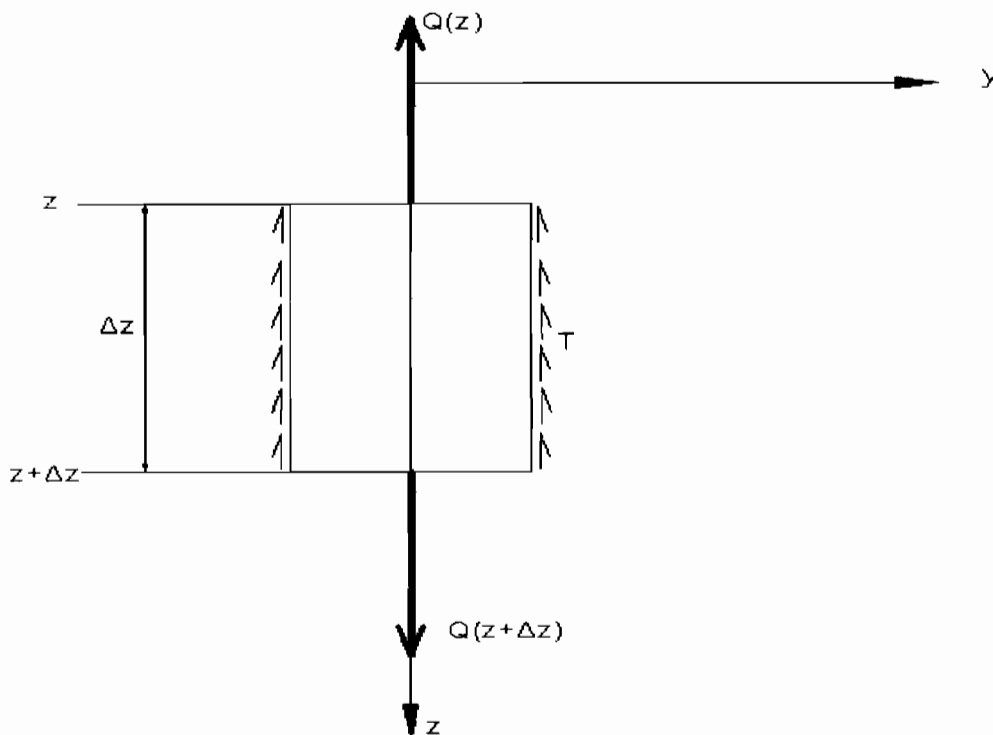


Figure 5-5 : élément de pieu isolé

L'équilibre infinitésimal de longueur Δz donne :

$$-Q(z) + Q(z + \Delta z) + \gamma_b \cdot A_p \cdot \Delta z + T \cdot \Delta z = 0, \text{ où (5)}$$

$\gamma_b \cdot A_p \cdot \Delta z$: poids de l'élément isolé

$$(5) \Rightarrow \frac{Q(z + \Delta z) - Q(z)}{\Delta z} + \gamma_b \cdot A_p + T = 0$$

En faisant tendre Δz vers 0 ($\Delta z \rightarrow 0$), l'équation (5) devient :

$$\frac{dQ}{dz} + \gamma_b \cdot A_p + T = 0$$

Le poids de l'élément isolé étant négligé par rapport aux autres forces, on obtient :

$$\frac{dQ}{dz} + T = 0 \quad (6)$$

L'application des relations cinématiques et de la loi constitutive (loi de Hooke) respectivement

$$\varepsilon = \frac{du}{dz}$$

$$\sigma = E\varepsilon$$

permet d'écrire : $Q = A_p \sigma = A_p E_p \varepsilon = A_p E_p \frac{du}{dz}$ en supposant que Q est uniformément réparti dans la section droite du pieu.

$$\Rightarrow Q = A_p E_p \frac{du}{dz} \quad (7)$$

Par substitution de (7) dans l'équation (6), on obtient l'équation différentielle fondamentale qui s'écrit :

$$\frac{d}{dz} \left(A_p E_p \frac{du}{dz} \right) + T = 0$$

$$A_p E_p \frac{d^2 u}{dz^2} + T = 0 \quad (8)$$

Cette équation aux dérivées partielles est définie dans le domaine : $\Omega = \{z/0 \leq z \leq L\}$, L étant la longueur du pieu.

- **Résolution de l'équation différentielle par l'approche matricielle :**

Les conditions aux limites sont définies de la façon suivante :

Nœud 1 :

$$u(z_1) = u_1 ;$$

$$Q(z_1) = -A_p E_p \left[\frac{du}{dz} \right]_{z=z_1} = Q_1$$

Nœud 2 : $u(z_2) = u_2 ;$

$$Q(z_2) = A_p E_p \left[\frac{du}{dz} \right]_{z=z_2} = Q_2$$

La solution de l'équation comprend deux parties : une solution homogène et une solution particulière.

$$u = u_h + u_0, \text{ avec} \quad (9)$$

$$\frac{d^2 u_h}{dz^2} = 0 \quad \text{et} \quad E_p A_p \frac{d^2 u_0}{dz^2} + T = 0$$

$$\frac{d^2 u_h}{dz^2} = 0 \Rightarrow u_h = \alpha_1 + \alpha_2 z$$

$$E_p A_p \frac{d^2 u_0}{dz^2} + T = 0 \Rightarrow u_0 = -\frac{T}{2 E_p A_p} z^2$$

Donc la solution devient :

$$u = u_0 + u_h = -\frac{1}{2} \frac{T}{E_p A_p} z^2 + \alpha_2 z + \alpha_1 \quad (10)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} u_1 = -\frac{1}{2} \frac{T}{E_p A_p} z_1^2 + \alpha_2 z_1 + \alpha_1 \\ u_2 = -\frac{1}{2} \frac{T}{E_p A_p} z_2^2 + \alpha_2 z_2 + \alpha_1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = -\frac{1}{2} \frac{T}{E_p A_p} \begin{Bmatrix} z_1^2 \\ z_2^2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & z_1 \\ 1 & z_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix}$$

On obtient ainsi l'expression matricielle de l'équation fondamentale :

$$[u] = [C][\alpha] + [u_0] \quad (11)$$

$$\text{avec :} \quad [u] = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}; \quad [C] = \begin{bmatrix} 1 & z_1 \\ 1 & z_2 \end{bmatrix};$$

$$[\alpha] = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix}; \quad [u_0] = -\frac{1}{2} \frac{T}{E_p A_p} \begin{Bmatrix} z_1^2 \\ z_2^2 \end{Bmatrix}$$

Par ailleurs,

$$u = u_0 + u_h = -\frac{1}{2} \frac{T}{E_p A_p} z^2 + \alpha_2 z + \alpha_1$$

$$\Rightarrow \frac{du}{dz} = \alpha_2 - \frac{T}{E_p A_p} z$$

les forces aux extrémités s'expriment comme :

$$\Rightarrow \begin{cases} Q_1 = -A_p E_p \left[\frac{du}{dz} \right]_{z=z_1} = -A_p E_p \left(\alpha_2 - \frac{T}{E_p A_p} z_1 \right) = -A_p E_p \alpha_2 + T z_1 \\ Q_2 = -A_p E_p \left[\frac{du}{dz} \right]_{z=z_2} = A_p E_p \left(\alpha_2 - \frac{T}{E_p A_p} z_2 \right) = A_p E_p \alpha_2 - T z_2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{Bmatrix} = A_p E_p \begin{bmatrix} 0 & -1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} - T \begin{Bmatrix} -z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix}$$

$$\Rightarrow [Q] = [A][\alpha] + [Q_{\alpha 0}], \text{ avec}$$

$$[A] = A_p E_p \begin{bmatrix} 0 & -1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}; [\alpha] = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix}; [Q_{\alpha 0}] = -T \begin{Bmatrix} -z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix}$$

D'autre part, on a :

$$\Rightarrow [Q] = [A][C]^{-1} ([u] - [u_0]) - T \begin{Bmatrix} -z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix} [u] = [C][\alpha] + [u_0] \Rightarrow [\alpha] = [C]^{-1} ([u] - [u_0])$$

Par transformation et inversion matricielles, on obtient :

$$\begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{Bmatrix} = \frac{A_p E_p}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} - \frac{T}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$\Rightarrow [Q] = [k][d] + [Q_{\alpha 0}]$$

La comparaison avec l'équation (1) permet de déduire que la matrice de raideur est :

$$[k] = [A][C]^{-1} = \frac{A_p E_p}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

$[d]$: Champ de déplacements ;

$[Q_{\alpha 0}]$: Forces appliquées.

- **Transformation des coordonnées :**

Les propriétés qu'on vient de déterminer sont exprimées suivant un repère propre à l'élément, le repère local (o, y, z) dont l'axe coïncide avec l'axe longitudinal. Cependant, pour l'ensemble des éléments, les déplacements doivent être définis suivant un autre système de référence appelé repère global (O, Y, Z). Les relations forces-déplacements précédemment établies doivent être transformées dans le repère global avant de procéder à leur assemblage.

La détermination de cette transformation fait l'objet de ce paragraphe.

Pour passer du repère local au repère global, les vecteurs des déplacements et des forces subissent une transformation géométrique comme :

$$[\Delta]_L = [\lambda][\Delta]_G$$

$$[Q]_L = [\lambda][Q]_G$$

$[\Delta]$ et $[Q]$ désignent respectivement les déplacements et les forces. $[\lambda]$ est la matrice de transformation. Les indices L et G spécifient les repères local et global.

$$[Q]_L = [K]_L [\Delta]_L$$

$$[Q]_G = [K]_G [\Delta]_G$$

La matrice de rigidité est exprimée dans le repère global par :

$$[K]_G = [\lambda]^T [K]_L [\lambda]$$

L'assemblage de ces éléments requiert la construction d'un programme à partir d'un outil de calcul, comme *MAPLE*, pour déterminer toutes les inconnues de l'équation de base..

Nous nous limiterons par conséquent à la formulation du problème.

Une fois que la matrice de rigidité globale est déterminée, la résolution de l'équation (2) permet de calculer les déplacements du pieu, d'en déduire par la suite les contraintes et déformations.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu déterminer une loi de comportement du sol, étudier le phénomène d'interface sol-pieu, pour enfin modéliser le pieu. La modélisation de l'interface permettra de déterminer les déplacements relatifs au niveau chaque élément d'interface, tandis que celle du pieu fournira les déplacements de chaque élément de pieu isolé. La différence de ces deux déplacements (interface, pieu) donnera celui du sol. Ainsi, on pourra évaluer l'effet du frottement (positif ou négatif). Mais, il est à rappeler que le problème reste loin d'être résolu dans la mesure où il nous faut un programme de calcul pour résoudre les équations définissant le comportement du pieu.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons tenté dans ce travail, de modélisation le comportement du sol et des fondations, sous l'action de charges axiales provenant de l'ouvrage et de la réponse du sol. Ainsi, nous avons présenté dans ce mémoire, à caractère pratique, théorique et numérique un travail, qui est loin d'être achevé, sur le comportement de l'interface et celui de pieux isolés sous chargement axial en adoptant une loi de comportement de sol adéquate. Il s'agit d'un problème d'interaction sol-structure qui est loin d'être résolu dans ce travail. Toutefois, on est simplement parvenu à formuler et à adopter un modèle d'interface et de pieu dont la résolution requiert un code de calcul numérique que le temps qui nous reste, ne nous permet pas d'implémenter.

A travers l'étude bibliographique, on a jugé nécessaire de faire quelques rappels de bases sur la terminologie, les critères de conception d'un pont qui fait l'objet de ce projet de fin d'études, et le fonctionnement de fondations profondes.

Ensuite, à partir des essais de laboratoire et in-situ, nous avons pu ressortir les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de fondation. C'est ainsi que le modèle de Mohr-Coulomb a été choisi.

De plus, nous avons évalué les charges provenant de l'ouvrage en considérant les cas de chargement les plus défavorables et calculé la capacité portante des pieux afin de pouvoir étudier la stabilité de l'ouvrage, et donc vérifier le modèle qui nous a été proposé. A cet effet, avec les caractéristiques du sol et le choix des fondations, l'ouvrage est en mesure de tenir du point de vue résistance.

La simulation numérique, donne des déplacements faibles des éléments de fondations, qui augmentent avec la profondeur. Les moments importants observés au niveau des liaisons pieu-semelle de répartition montrent effectivement que cette jonction constitue un autre problème des fondations profondes.

Nous avons utilisé une formulation par éléments finis pour modéliser les pieux sous charges axiales dans un sol où le phénomène d'interaction sol-pieu est pris en compte. A ce sujet, un modèle et une méthodologie de résolution ont été proposés, quand bien même nous ne sommes pas arrivés à tout faire.

En définitive, ce travail ouvre d'autres perspectives que nous spécifierons en recommandations.

RECOMMANDATIONS

Ce travail, loin d'être achevé, ouvre d'autres perspectives de recherches pertinentes pour les étudiants de la quatrième année et pour certains professeurs intéressés. Ainsi, nous nous proposons dans cette partie de faire quelques recommandations qui, d'une part permettront de compléter ce travail, et d'autre part vont d'ouvrir d'autres pistes recherche.

- la formulation matricielle du problème par éléments finis étant déjà faite, nous estimons qu'il est nécessaire de procéder à son implémentation dans un code de calcul comme *MAPLE* afin de pouvoir faire une analyse comparative avec les résultats fournis par le logiciel *PLAXIS*.

- la formulation par éléments finis du problème d'interface sol-pieu pourrait également être mieux développée car le phénomène d'interface sol-structure joue un rôle majeur dans la modélisation des pieux.

- La modélisation par éléments finis s'est limitée à l'étude d'un pieu soumis à un chargement axial. Une modélisation tridimensionnelle par éléments finis des groupes de pieux pourrait être envisageable pour mieux appréhender l'effet de groupe.

- La modélisation du pieu isolé reste, en plus, limitée au cas de chargement axial. Il serait intéressant d'élargir la formulation au cas des charges transversales. Dans ce cas, le pieu sera modélisé comme une poutre élastique chargée verticalement par l'effort axial provenant de l'ouvrage, et latéralement par le sol ; tandis que le sol sera considéré comme une série de ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres. Et il faudrait tenir compte de l'équation qui décrit le comportement d'un pieu soumis à des charges transversales :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + pB = 0 \text{ où}$$

p représente la pression exercée par le sol et est reliée au déplacement horizontal y par un coefficient de réaction du sol, lié lui-même au module de réaction du sol. Le fascicule 62 Titre V propose quelques abaques pour sa détermination.

$E_p I_p$ désigne la rigidité de flexion du pieu. ; B le périmètre du pieu.

- Au début du travail, l'étude de la stabilité du remblai d'accès au viaduc a été envisagée, mais du fait de la complexité du problème on n'a pas pu la réaliser. Nous estimons que ce problème pourrait faire l'objet d'un projet de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] GUEYE, Ismaila. *Notes de cours de mécanique des sols II*, Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès, 2007.
- [2] DIOP, Abdou Rahmane. *Notes de cours mécaniques des sols I*, Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès, 2007.
- [3] E. RECORDON, *mécanique des sols*, Ecole Polytechnique de Lausanne, 2000.
- ROBITAILLE, V. et TREMBLAY D., *Mécanique des sols « Théorie et Pratique »*
- [4] GRATTESAT, G, *Conception des ponts*, éditions Eyrolles
- [5] Manuel canadien d'ingénierie des fondations.
- [6] Direction de l'Association Française Pour la construction, *Le savoir-faire français en matière d'ouvrages d'art*.
- [7] KONGNOSA, Blaise, *Projet de Fin d'Etudes : Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé – Application aux ponts-routes sur micrio-pieux*, 2004.
- [8] PENE, O. et AGBADOU, Y. S., *Projet de Fin d'Etudes : Conception de la structure du nouveau pont de DIAROUME et choix de ses fondations–département de Sédhiou (Casamance)*, 2004.
- [9] *Traité de construction : Techniques de l'Ingénieur- Fondations profondes*.
- [10] Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, *Fondations profondes – colloque international organisé par l'ENPC*, Paris 19 – 21 mars 1991.
- [11] SAID, Imen, Thèse : *Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006.
- [12] NDIAYE, Moustapha. *Notes de cours Structures II- La méthode de Eléments Finis appliquée à l'analyse des structures et des solides*, Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès, 2006.
- [13] DIOP, Magatte. *Notes de cours de Résistance des Matériaux II*, Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès, 2006.
- [14] HARR, Milton E. *Mécanique des milieux formés de particules*, Presses Polytechniques Romandes.
- [15] *Projet de Fascicule 62-Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil*.
- [16] *Fascicule 61-Conception, calculs et épreuves des ouvrages d'art/programme. Titre II : Programme de charges et épreuves des ponts- routes*.
- [17] PRAT, Michel. *Calcul des ouvrages généraux de construction*.

- [18] REMAUD, David. *Thèse de doctorat : Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*, Université de Nantes, 1999.
- [19] PECKER, Alain. *Dynamique des sols*. (Presses de l'ENPC).
- PLUMELLE, C.. *C.N.A.M-Géotechnique B1/B6 – 2004-2005*

WEBOGRAPHIE :

- [1] www.univ-savoie.fr/mse/ressources/rapports/rapports98/Chantal.pont.class.Metal.HTM
- [2] [http : //www.ipst.u-strasbg.fr/loic/el-finis](http://www.ipst.u-strasbg.fr/loic/el-finis)

ANNEXES

ANNEXE N° 1 : SONDAGES GEOTECHNIQUES

ANNEXE N°2 : CALCUL DES TASSEMENTS (CHAPITRE III)

ANNEXE N°4 : RESULTATS PLAXIS

ANNEXE 1

SONDAGES GEOTECHNIQUES

ANNEXE 2

CALCUL DES TASSEMENTS (CHAPITRE III)

Calcul tassement pieu isolé

PIEU SOUS PILE

Qadm pieu (kN)	14617
q (kPa)	8272
q départ (kPa)	1034
qfinal (kN)	329

Tronçons	périmètre pieu	Aire du pieu	E	diamètre pieu(m)	longueur pieu(m)	L/B	α	λ	tassement w_i (m)	C_{II}	τ_i (Mpa)	q_{ai}	$\sigma_i - \sigma_{i-1}$	module béton	tassement w_{i+1}
Tronçon 1	6	1,77	41	1,5	1	0,67	0,33	1	0,0052	2,2	0,12	0,12	0,33	27000	0,00522
Tronçon 2	7	1,77	22	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0052	2,2	0,0651	0,12	0,52	27000	0,00525
Tronçon 3	7	1,77	15	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0053	2,2	0,0435	0,12	0,35	27000	0,00528
Tronçon 4	6	1,77	17	1,5	1	0,67	0,33	1	0,0053	2,2	0,0514	0,12	0,15	27000	0,00529
Tronçon 5	9	1,77	26	1,5	3	2,00	0,33	1	0,0053	2,2	0,0772	0,12	0,79	27000	0,00535
Tronçon 6	7	1,77	27	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0053	2,2	0,0797	0,12	0,32	27000	0,00537
Tronçon 7	11	1,77	17	1,5	4	2,67	0,33	1	0,0054	2,2	0,0508	0,12	0,32	27000	0,00540
Tronçon 9	7	1,77	14	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0054	2,2	0,0436	0,12	0,35	27000	0,00542
Tronçon 10	7	1,77	10	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0054	2,2	0,0297	0,12	0,23	27000	0,00544

PIEU SOUS CULEE

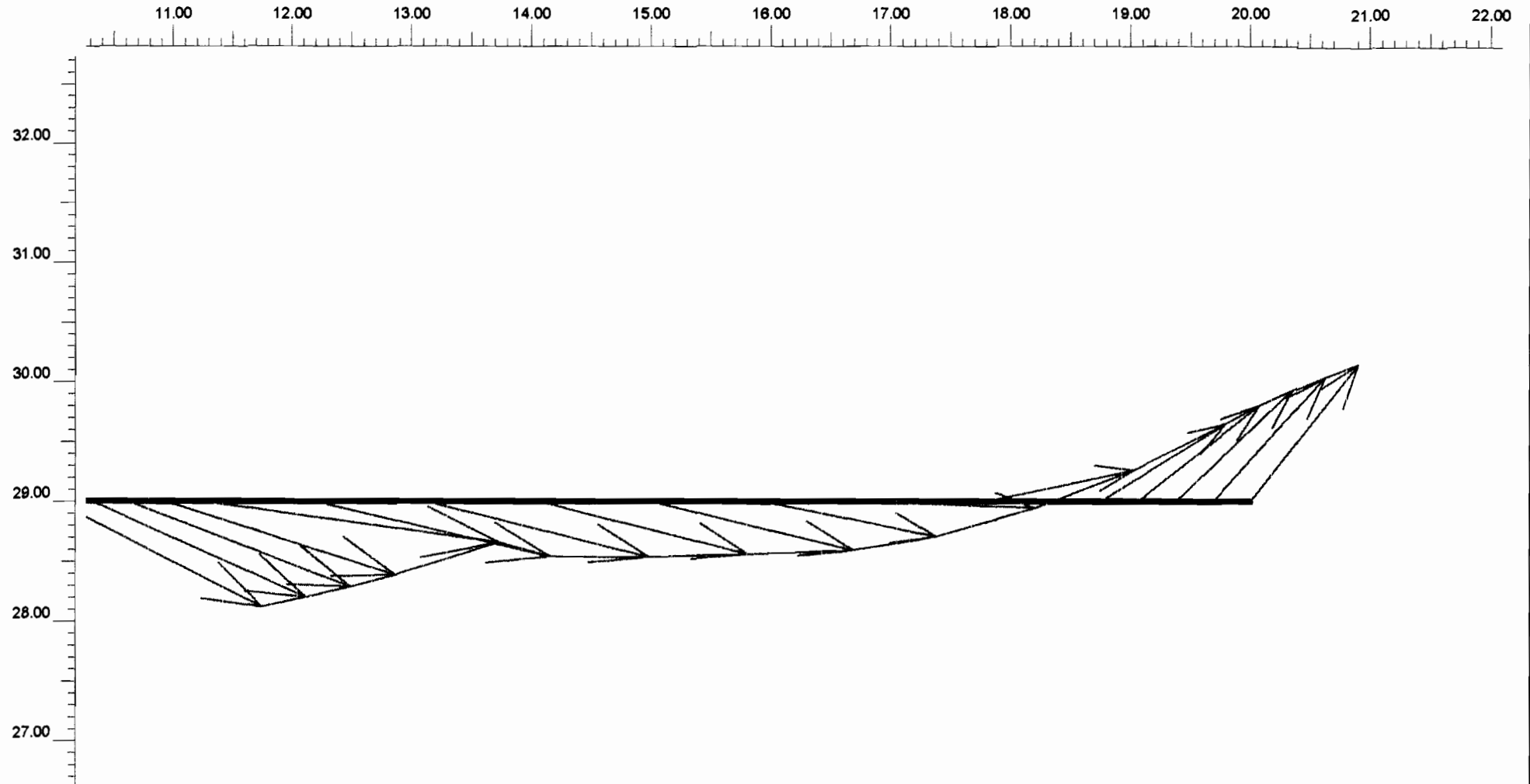
Qadm pieu (kN)	6684
q (kPa)	3782
q départ (kPa)	946
qfinal (kN)	301

Tronçons	périmètre pieu	Aire du pieu	E	diamètre pieu(m)	longueur pieu(m)	L/B	α	λ	tassement w_i	C_{ij}	τ_i	q_{si}	$\sigma_i - \sigma_{i-1}$	module béton	tassement w_{i+1}
Tronçon 1	5	1,77	41	1,5	1	0,67	0,33	1	0,0047	2,2	0,11	0,12	0,30	27000	0,0048
Tronçon 2	7	1,77	22	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0048	2,2	0,0596	0,12	0,47	27000	0,0048
Tronçon 3	7	1,77	15	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0048	2,2	0,0398	0,12	0,32	27000	0,0048
Tronçon 4	5	1,77	17	1,5	1	0,67	0,33	1	0,0048	2,2	0,0470	0,12	0,13	27000	0,0048
Tronçon 5	9	1,77	26	1,5	3	2,00	0,33	1	0,0048	2,2	0,0706	0,12	0,72	27000	0,0049
Tronçon 6	7	1,77	27	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0049	2,2	0,0729	0,12	0,29	27000	0,0049
Tronçon 7	11	1,77	17	1,5	4	2,67	0,33	1	0,0049	2,2	0,0465	0,12	0,29	27000	0,0049
Tronçon 9	7	1,77	14	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0049	2,2	0,0398	0,12	0,32	27000	0,0050
Tronçon 10	7	1,77	10	1,5	2	1,33	0,33	1	0,0050	2,2	0,0271	0,12	0,21	27000	0,0050

Calcul tassement pieu isolé

ANNEXE 3

RESULTATS PLAXIS

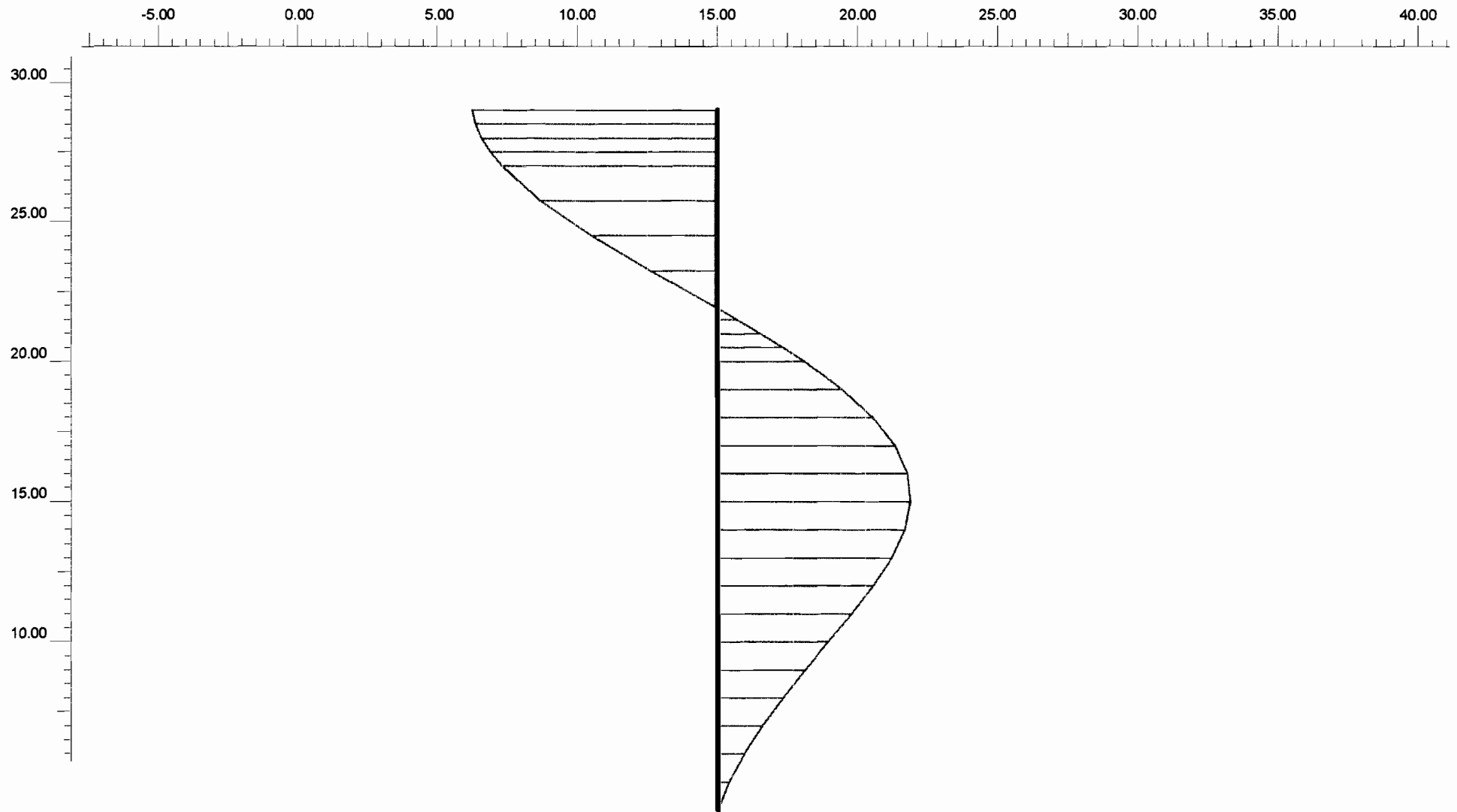


Total displacements
 Extreme total displacement $379,58 \cdot 10^{-6}$ m

PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

<i>Project description</i>				PFE	
<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>		
PFE 3bis	4	07/07/07	TERRATEC, Inc.		



Bending moment
 Extreme bending moment $64,23 \cdot 10^{-12}$ kNm/m

PLAXIS

Project description

PFE

Project name

PFE 3bis

Step

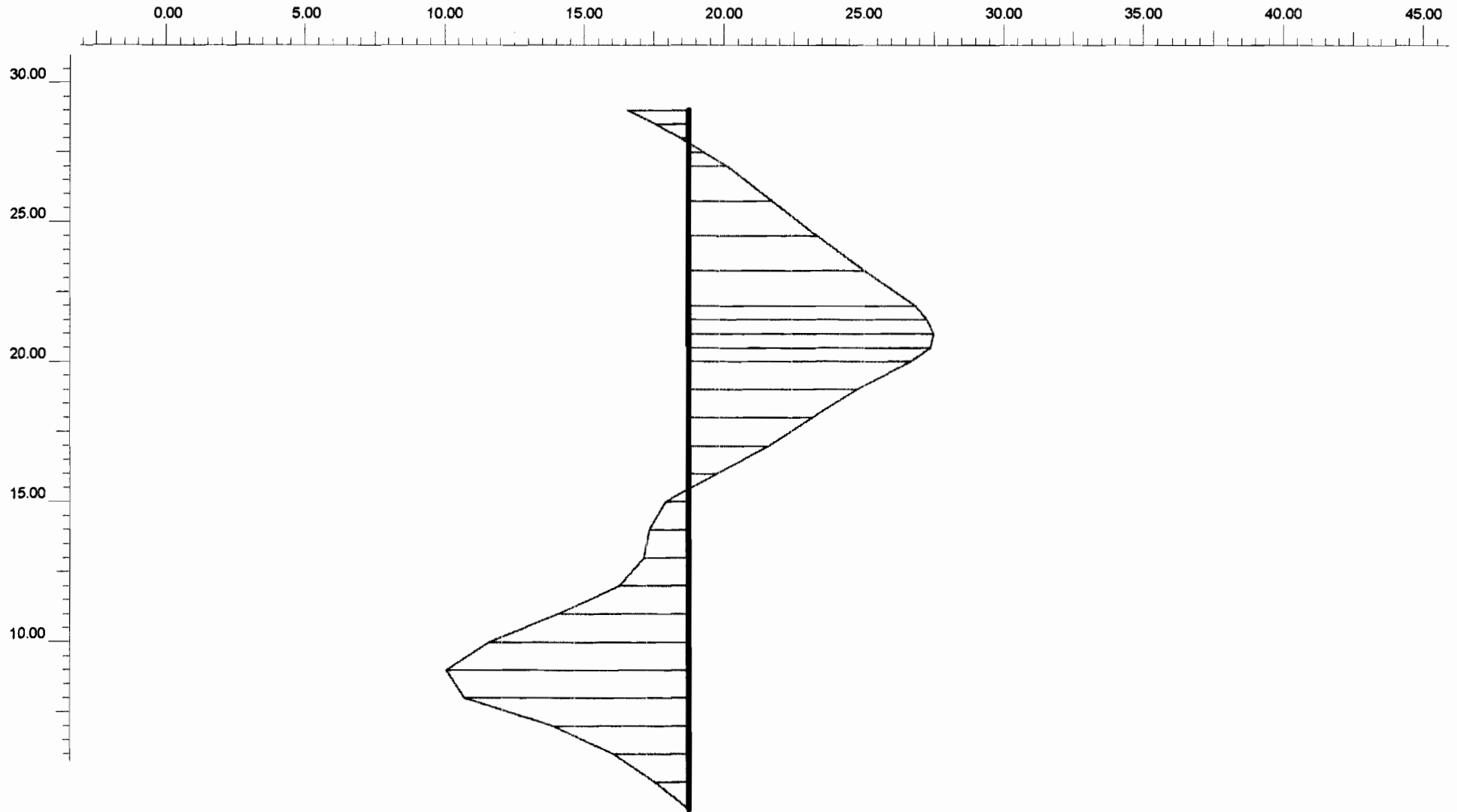
4

Date

07/07/07

User name

TERRATEC, Inc.



Bending moment
 Extreme bending moment $-206,26 \cdot 10^{-15}$ kNm/m

PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

PFE

Project name

PFE 3bis

Step

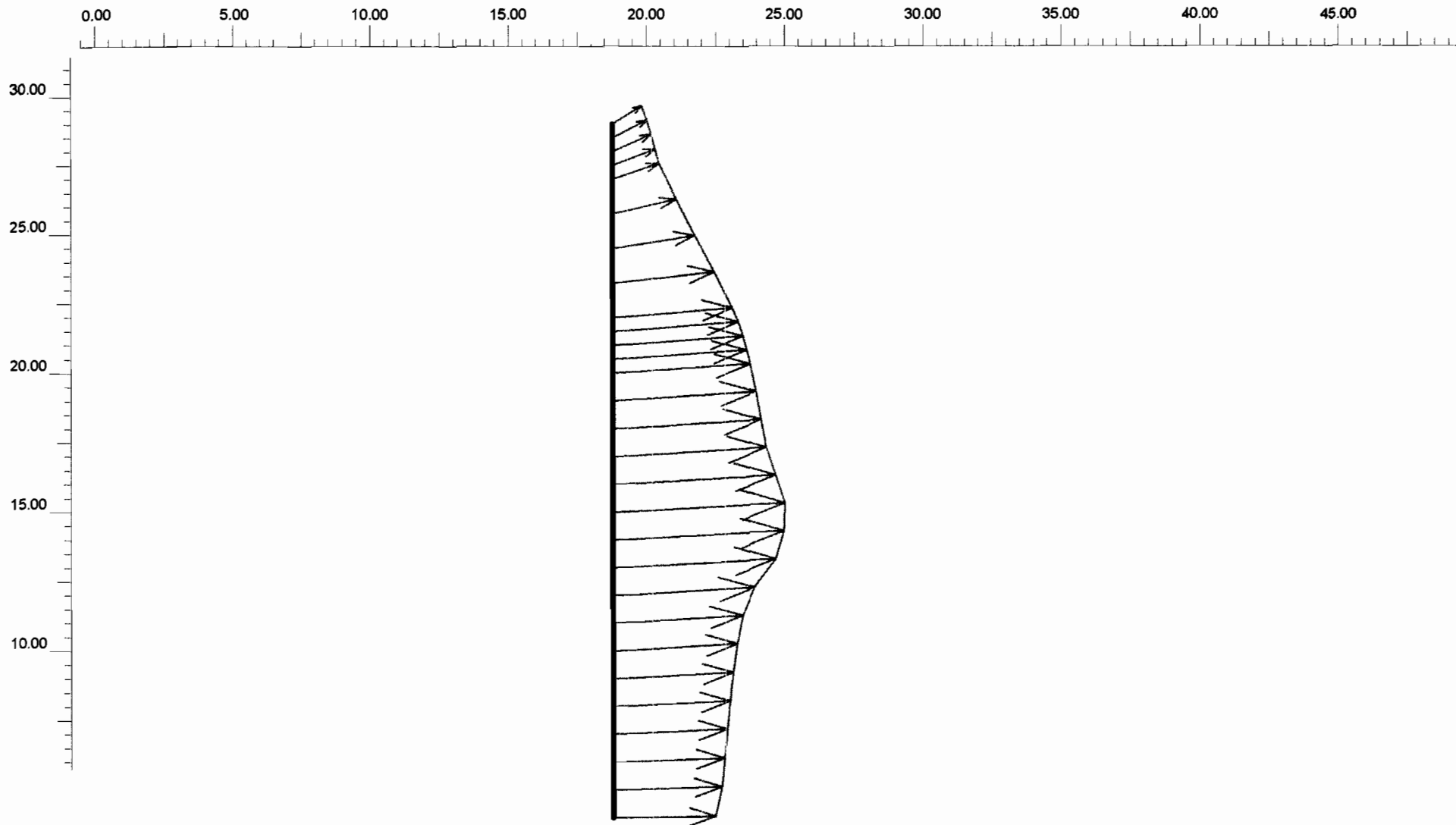
4

Date

07/07/07

User name

TERRATEC, Inc.



Total displacements
 Extreme total displacement $915,10 \cdot 10^{-6}$ m

PLAXIS

Project description

PFE

Project name

PFE 3bis

Step

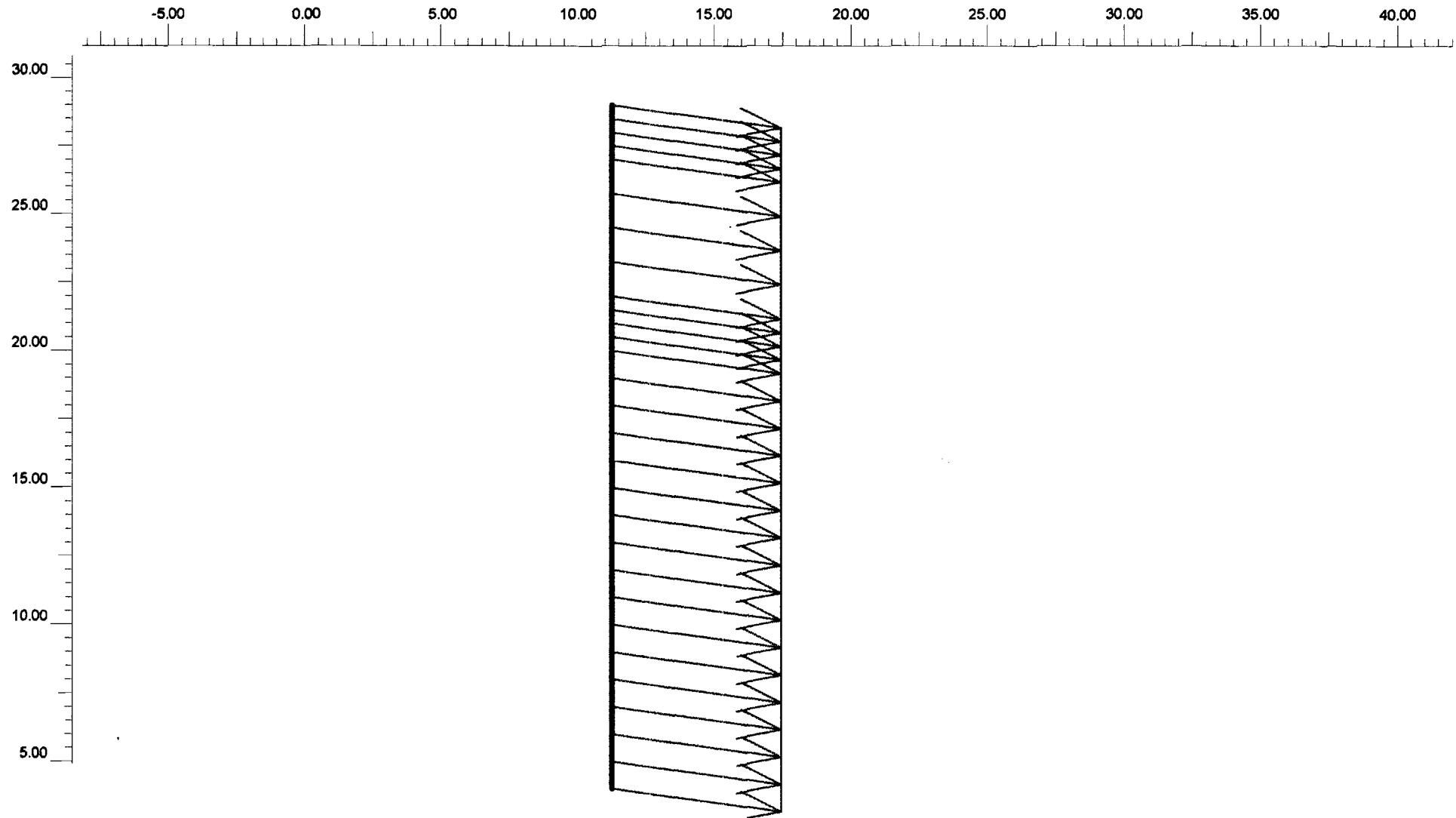
4

Date

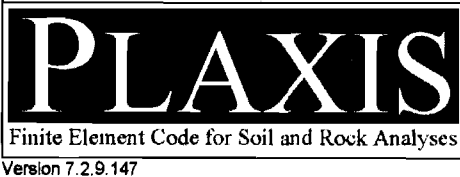
07/07/07

User name

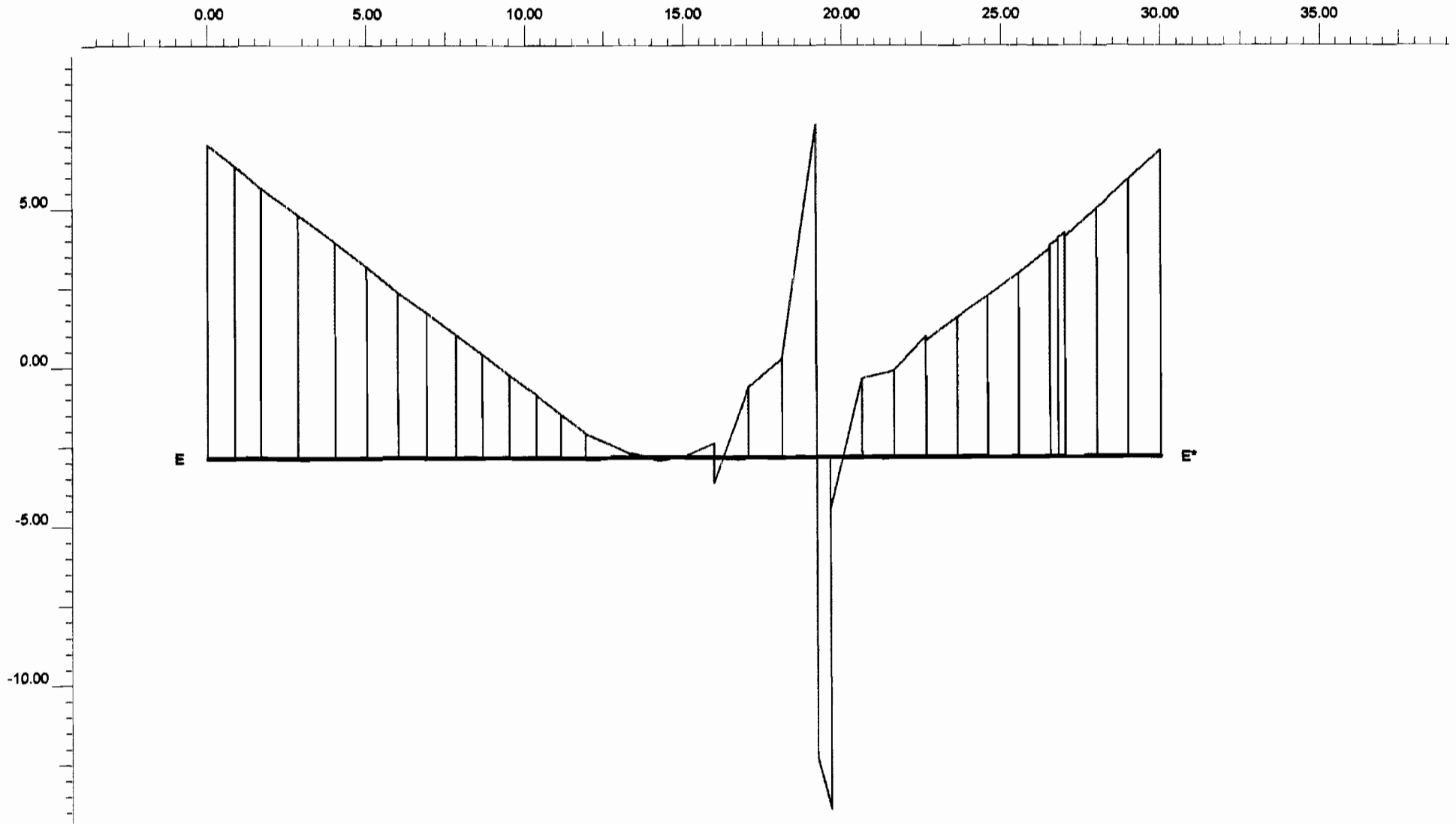
TERRATEC, Inc.



Total displacements
 Extreme total displacement $379,87 \cdot 10^{-6}$ m



<i>Project description</i>				PFE	
<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>		
PFE 3bis	4	07/07/07	TERRATEC, Inc.		



Shear stresses
 Extreme shear stress $-364,03 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$

PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Project description

PFE

Project name

PFE 3bis

Step

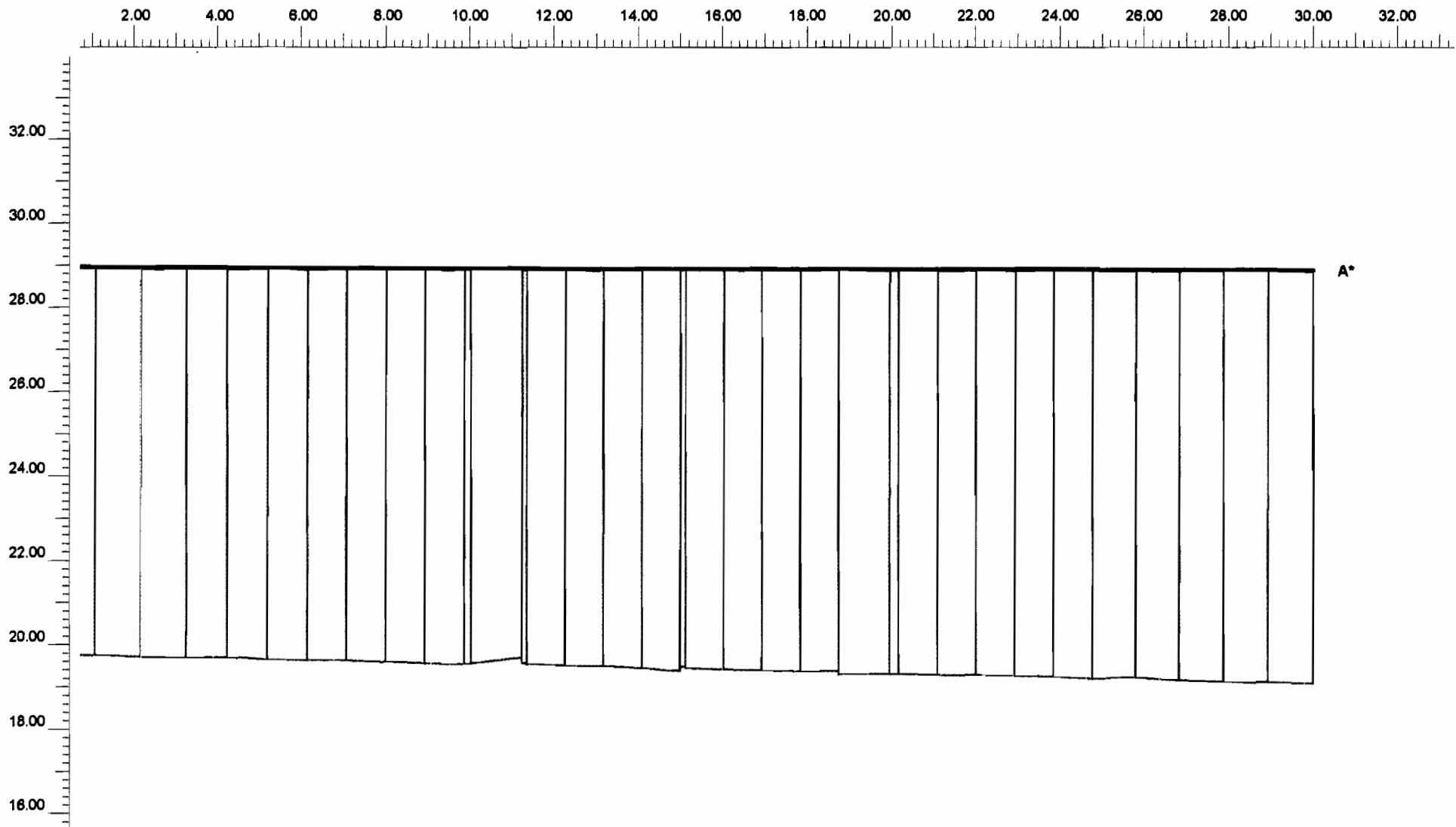
4

Date

07/07/07

User name

TERRATEC, Inc.

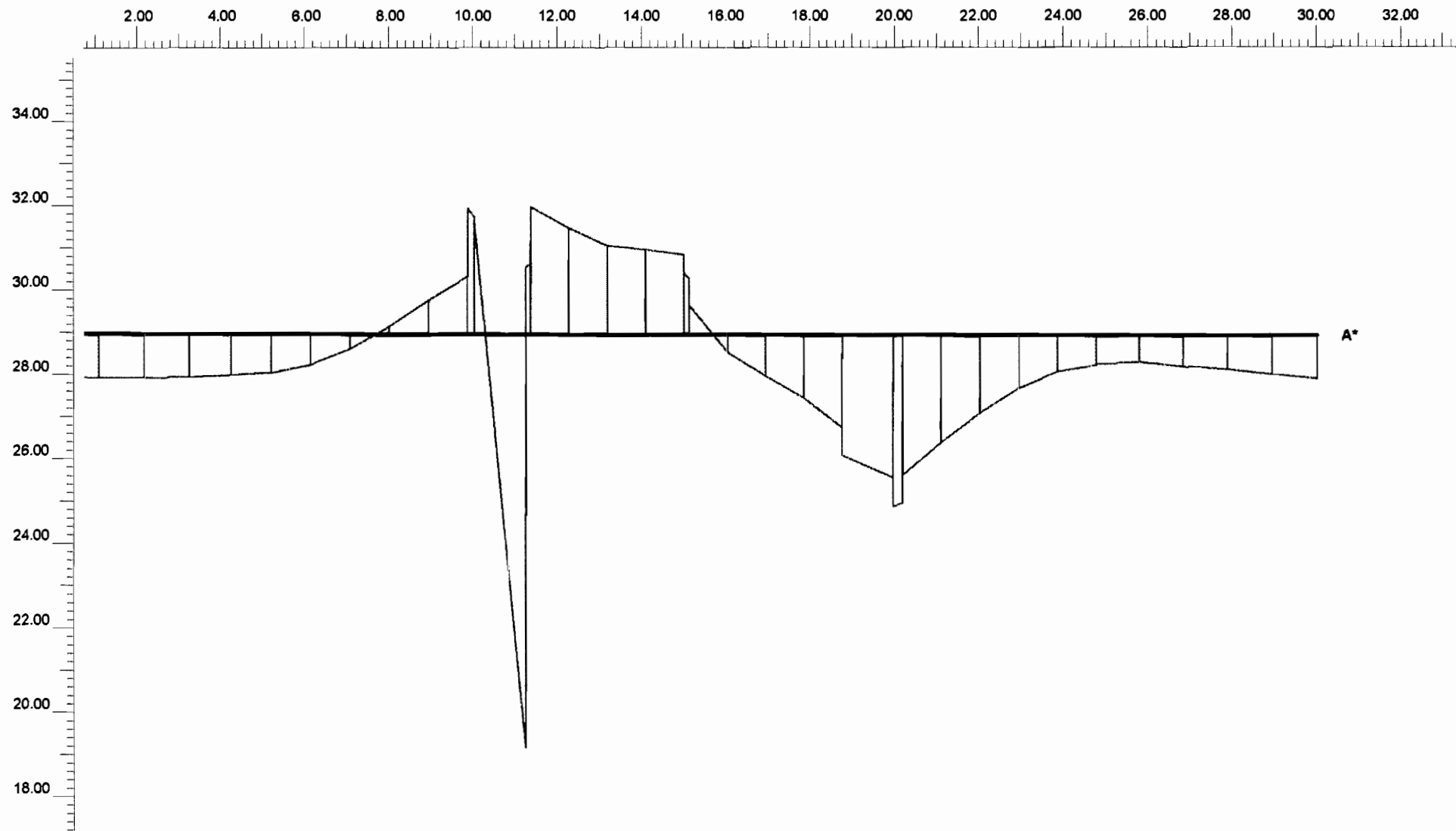


Total normal stresses
 Extreme total normal stress -18,53 kN/m²



Project description PFE

<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>
PFE 3bis	4	06/07/07	TERRATEC, Inc.



Shear stresses
 Extreme shear stress $-176,36 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$

PLAXIS

Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

Version 7.2.9.147

Project description

PFE

Project name

PFE 3bis

Step

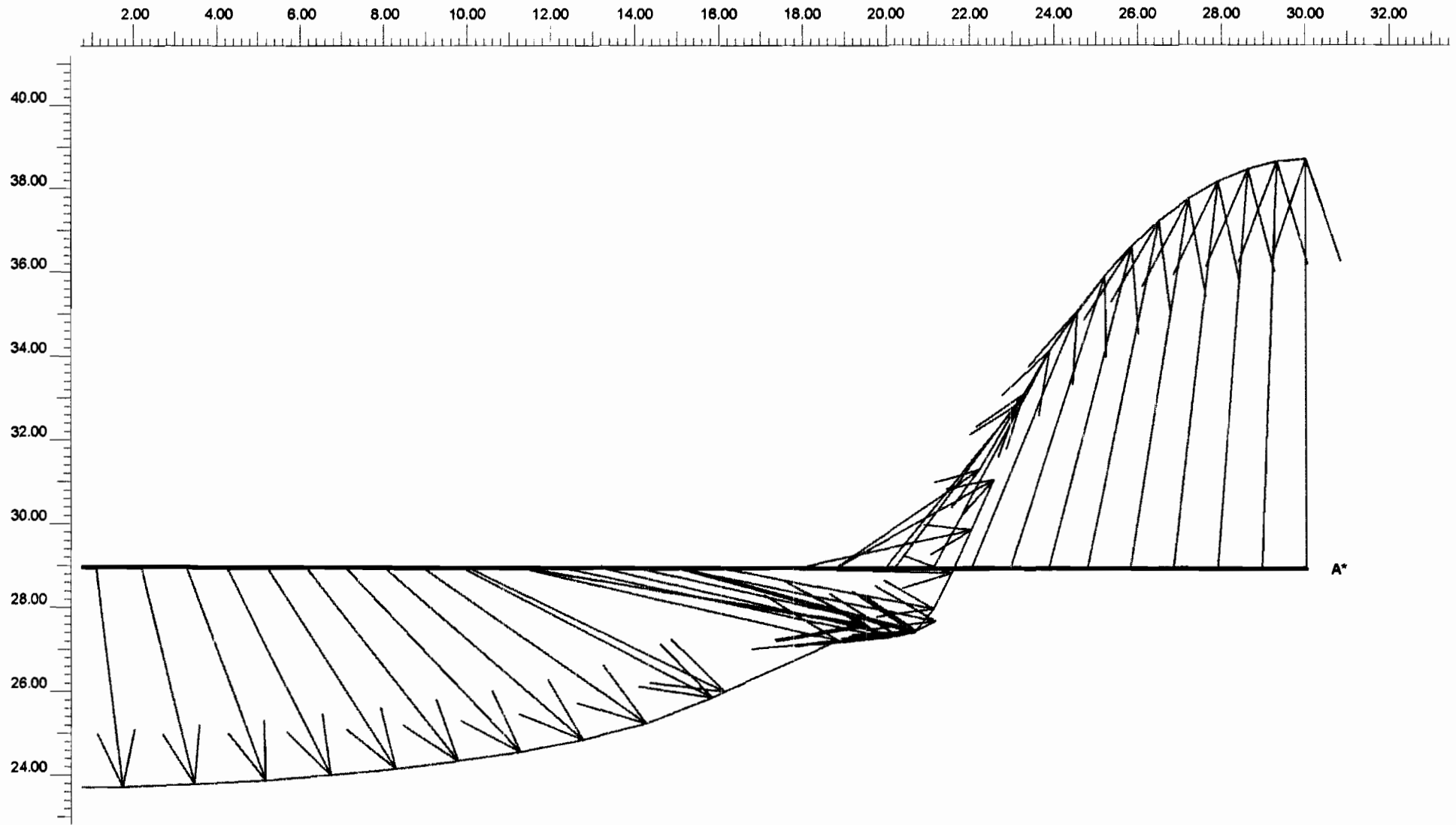
4

Date

06/07/07

User name

TERRATEC, Inc.



Total displacements
 Extreme total displacement $434,94 \cdot 10^{-6}$ m

PLAXIS
 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

<i>Project description</i>				
PFE				
<i>Project name</i>	<i>Step</i>	<i>Date</i>	<i>User name</i>	
PFE 3bis	4	06/07/07	TERRATEC, Inc.	

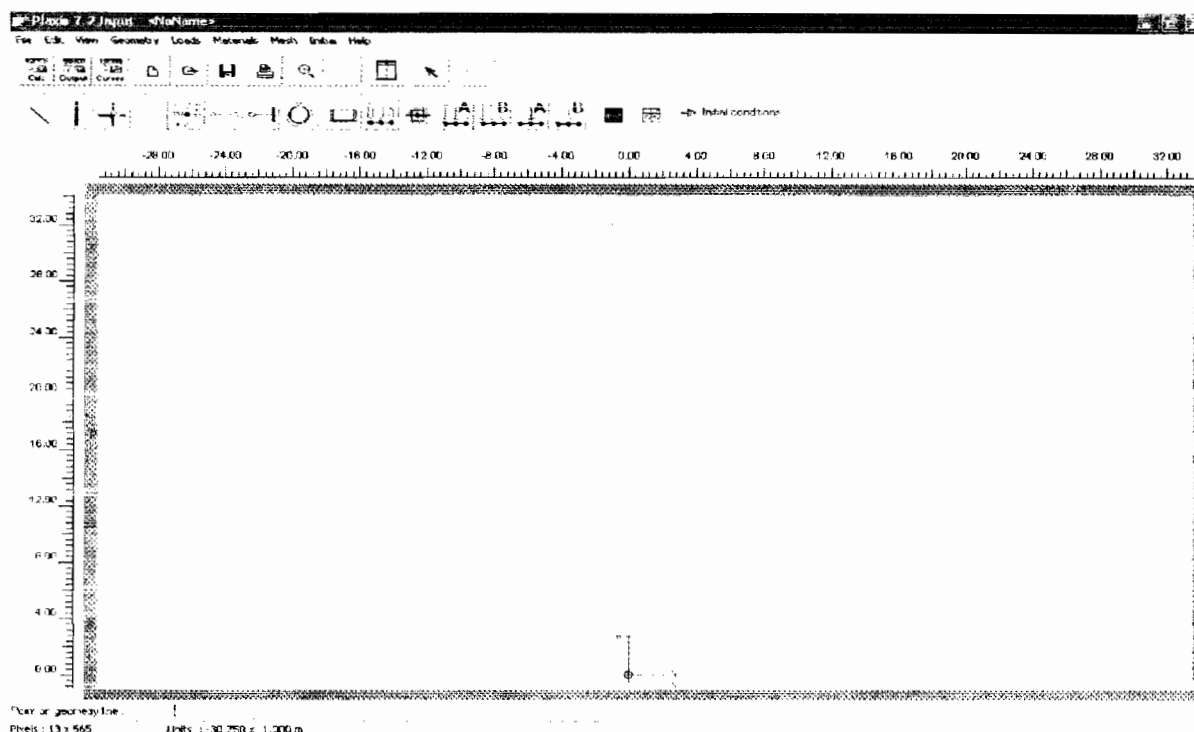


Figure 4-1 : Interface graphique INPUT de PLAXIS 7.2

2. le sous-programme Calculations (Calculs) :

Après la définition du modèle aux éléments, les calculs proprement dits peuvent être effectués grâce au sous-programme *Calculations*. Dans ce sous-programme, il existe différents types de calcul ; il est donc nécessaire de définir le type de calcul avec lequel on désire analyser notre structure. Ainsi, nous distinguons trois types de calcul : un calcul plastique (*Plastic*), une analyse de la consolidation (*Consolidation*) et un calcul de coefficient de sécurité (*Phi-C reduction*).

▪ *Le calcul plastique :*

Un calcul plastique permet de réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques par lequel il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps. Ce type de calcul se fait selon la théorie des petites déformations et est le plus approprié pour l'analyse des ouvrages géotechniques.

▪ *L'analyse de la consolidation :*

Cette option de calcul est utilisée lorsque l'on veut suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps. En général, on effectue ce genre de calcul après un calcul plastique, mais il se fait, dans ce cas, sans chargement supplémentaire.

- **Le calcul de coefficient de sécurité :**

C'est un type de calcul à part entière et permet de réduire les paramètres de résistance du sol. Il est utilisé dans des projets incluant des modèles de sol avancés. Mais, ces modèles seront toujours considérés comme le modèle standard Mohr-Coulomb.

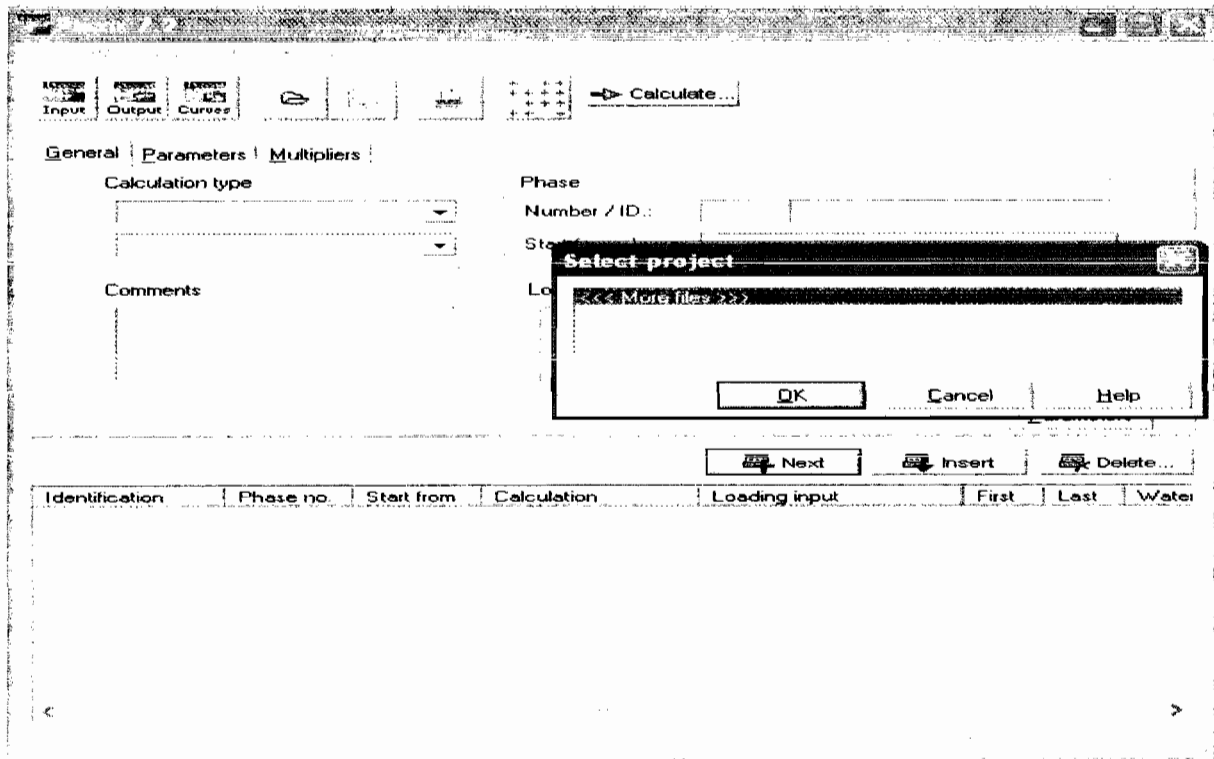


Figure 4-2 : Interface graphique CALCULATION de PLAXIS 7.2

Tous ces trois types de calcul peuvent être réalisés en combinaison pour tenir compte des effets des grandes déformations. Cette combinaison doit être envisagée quand les déformations attendues ont une influence significative sur la géométrie de l'ouvrage. Cependant, dans la plupart des applications les effets des grandes déformations sont négligeables ; ce qui fait qu'on n'a pas besoin de procéder à une combinaison qui est un type de calcul avancé.

3. **Le sous-programme Output (Résultats) :**

Ce sous-programme permet de voir les résultats des données générées et d'éléments finis. Les principaux résultats de calcul d'éléments finis sont les contraintes et les déformations.

- **Les déformations :**

Concernant les déformations, diverses options peuvent se présenter pour les visualiser.

- *le maillage déformé* : c'est une représentation du maillage d'éléments finis dans leurs formes déformées, superposé à une représentation de la géométrie non déformée.

- *les déplacements totaux* : ce sont les déplacements totaux vectoriels u au niveau de tous les nœuds à la fin du calcul, affichés dans une représentation non déformée de la géométrie. On a aussi la possibilité de voir séparément les déplacements verticaux et les déplacements horizontaux. Ce programme permet également de visualiser les incréments de déplacements Δu à tous les nœuds.

- *Les déformations totales* : ce sont les déformations ε_{ij} de la géométrie obtenues à la fin du calcul ; elles sont affichées sur une représentation non déformée de la géométrie. Comme dans le cas de déplacements, les déformations incrémentales $\Delta\varepsilon_{ij}$ peuvent être vues à la fin du calcul.

▪ **Les contraintes :**

Le programme présente diverses options de visualiser l'état de contrainte d'un modèle d'éléments finis :

- *les contraintes effectives* : ce sont les contraintes effectives σ'_{ij} dans la géométrie relative au calcul en cours ; elles sont affichées sur une représentation de la géométrie non déformée.

- Les contraintes totales : ce sont les contraintes totales σ_{ij} (contraintes effectives + pression interstitielle) dans la géométrie.

- Les éléments de poutres (pieux) et les interfaces . les résultats concernant ces éléments comprennent les efforts et les déformations.

NB : Les résultats peuvent être affichés le long d'une coupe si l'on veut avoir une idée sur la distribution d'une certaine quantité (contraintes, déformations, moments...)

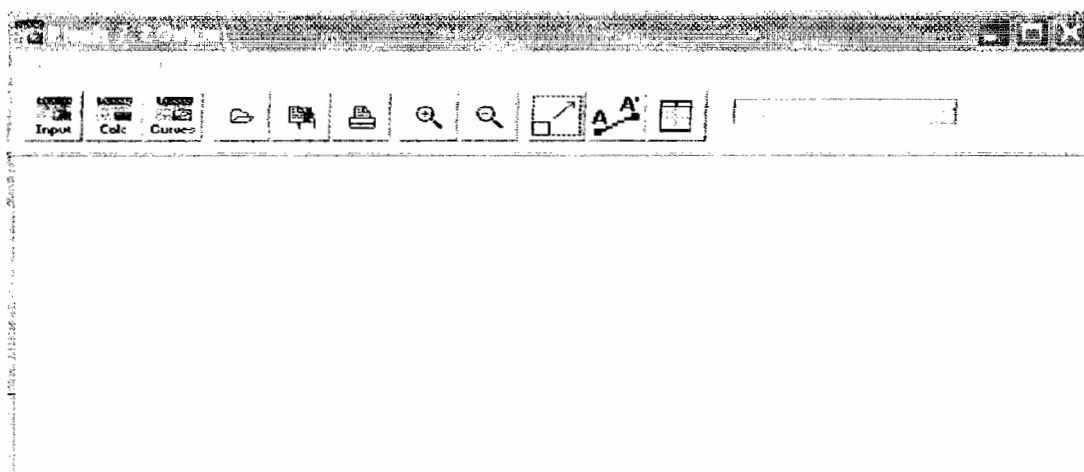


Figure 4-3 : Interface graphique Output de PLAXIS 7.2

4. Le sous-programme Curves (les courbes) :

Ce sous-programme permet de donner des courbes charges déplacements, des courbes contraintes déformations des chemins de contraintes ou de déformations de points quelconques de la géométrie.

- *Courbes charges-déplacements* : elles permettent de visualiser la relation non linéaire entre la charge appliquée et le déplacement résultant.
- *Courbes contraintes-déformations* : elles permettent de visualiser le comportement contrainte-déformation local dans le sol.
- *Chemin de contrainte et chemin de déplacement* : il représente la manière dont se développe l'état de contraintes en un point de la géométrie. De la même manière, un chemin de déformation représente l'évolution des déformations.

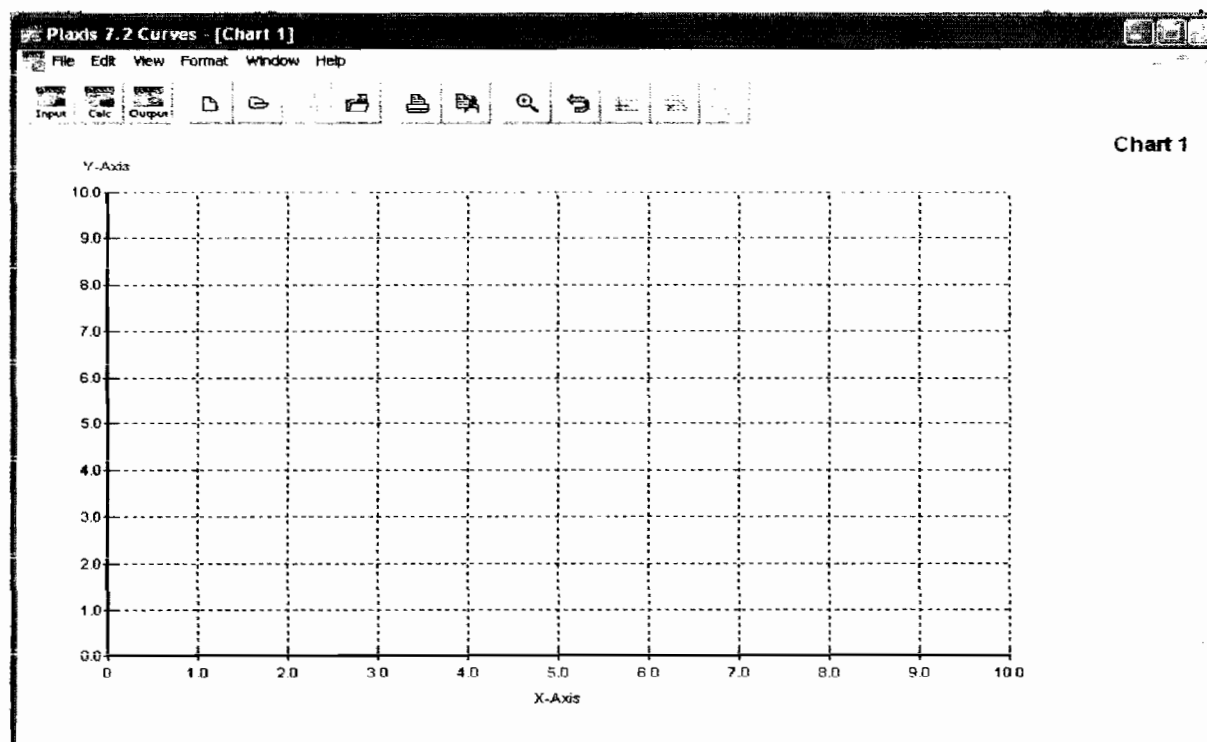


Figure 4-4 : Interface graphique Curves de PLAXIS 7.2

II. SIMULATION DU COMPORTEMENT DU SOL DE FONDATION SOUS LA PILE P2 :

Dans cette section, il sera question de déterminer les contraintes et les déformations au niveau du massif de fondation et des éléments de la structure. L'étude sera faite pour la *pile P2* pour la simple raison que la charge qui arrive à la semelle qui la supporte est plus importante que pour la *culée C1*.

Les dimensions de la semelle sont :

- longueur semelle = 10 m ;
- largeur semelle = 7 m ;
- hauteur semelle = 2,1 m.

II. 1. *Entrée des données*

▪ *Définition des lignes de constructions*

Il s'agira de dessiner le contour des éléments de la structure et des couches de sol. On délimite d'abord, par les lignes de construction, un domaine qui permette de considérer un massif de sol infini, et dans lequel sera logée notre structure.

▪ *Définition des couches de sol et de la structure :*

Définitions des couches de sol :

Les couches de sols sont limitées par lignes de construction. A chaque couche, on lui attribue les propriétés du matériau la constituant afin de pouvoir simuler son comportement. Ainsi, nous avons les paramètres suivants pour définir une couche de sol :

- les poids volumiques humide (γ_h) et sec (γ_d) ;
- le module de Young E ;
- le coefficient de poisson ν ;
- la cohésion c ;
- l'angle de frottement φ ;
- l'angle de dilatance φ ;
- les coefficients de perméabilité horizontale et verticale ; leur rapport vaut 10.
- La référence de la couche.

Couche de sol- profondeur(m)	γ_h	γ_d	c	φ	$\psi=30-\varphi$	ν	E(kN/m ²)
couche1 (0-3)	17,78	16,81	0	27	3	0,25	9800
couche2 (3-8)	17,79	17,72	0	30	0	0,25	14467
couche3 (8-10)	17,78	17,75	0	28,6	1,4	0,25	23233
couche4 (10-14)	17,78	17,73	0	27,1	2,9	0,25	23567
couche5 (14-18)	18,08	16,6	0	27	3	0,25	14150
couche6 (>18)	17,76	16,74	0	29,5	0,5	0,25	31233

Tableau 4-1 : Propriétés des matériaux de chaque couche de sable

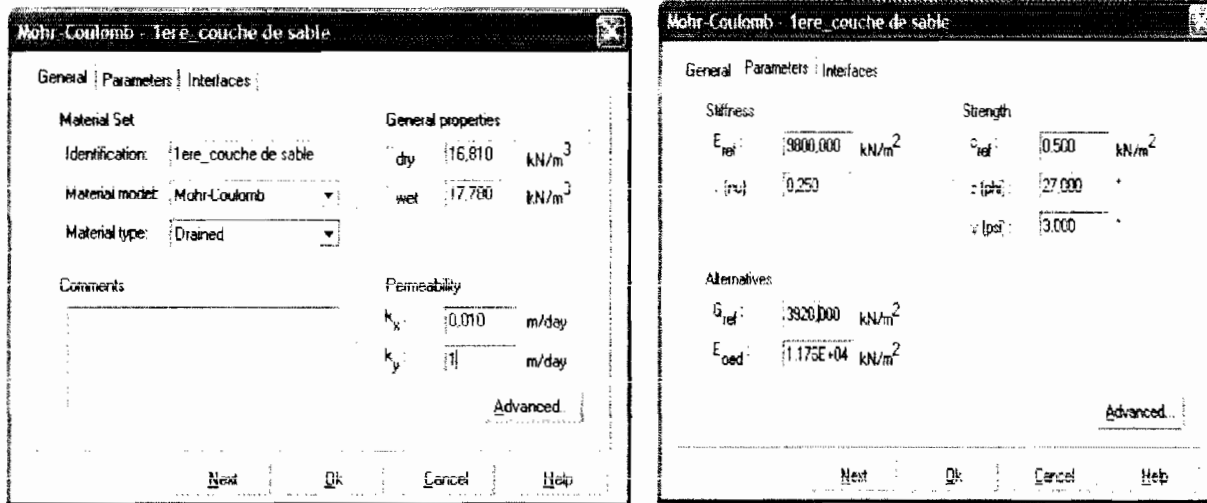


Figure 4-5 : Propriétés de la première couche de sol

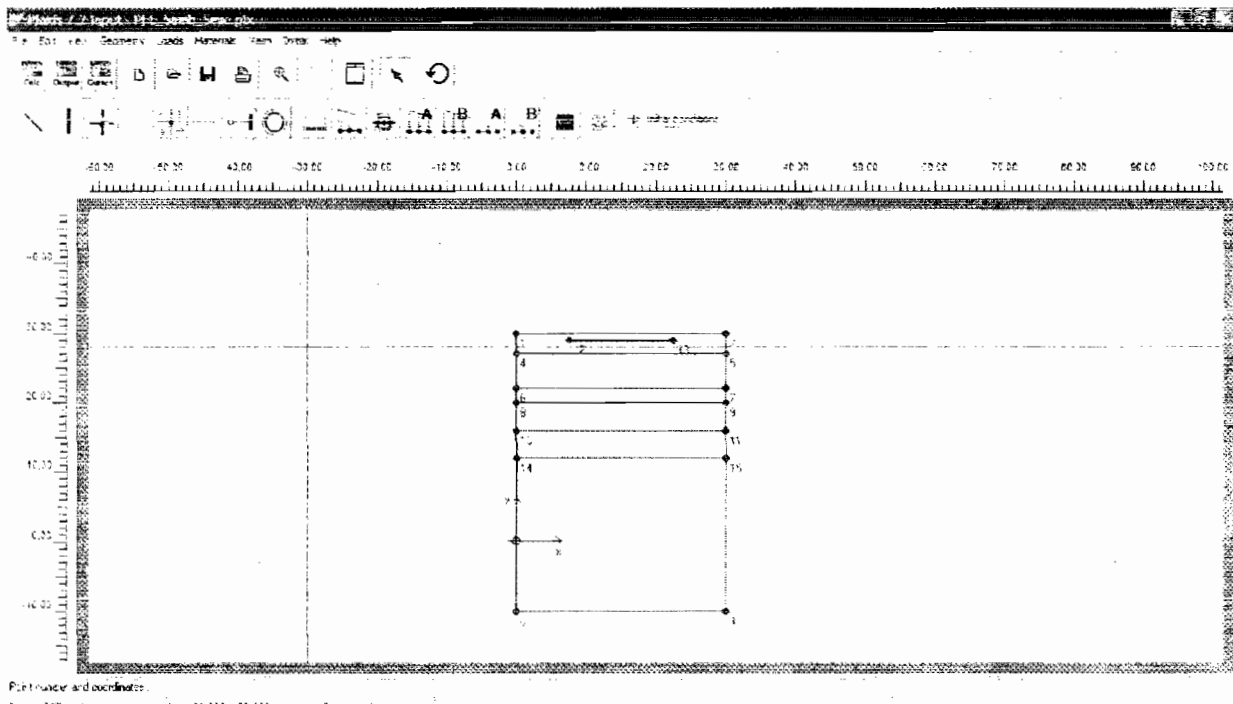


Figure 4-6 : définition des couches de sol

Définition des éléments de la structure :

Les pieux sont représentés par des éléments barres, leurs caractéristiques seront définies dans la boîte de dialogue. Pour les éléments barres, deux propriétés suffisent pour étudier leur comportement élastique : la rigidité normale EA et la rigidité de flexion EI. Nous avons les caractéristiques suivantes pour les pieux :

- diamètre : $D = 1.5 \text{ m}$;
- longueur de pieu : $L = 25 \text{ m}$,
- Module du béton : $E = 27000 \text{ MPa}$
- Section pieu . $A = 1.767 \text{ m}^2$;
- Inertie : $I = 0,2485 \text{ m}^4$;

D (m)	longueur (m)	E	EA (kN)	EI (kN/m ²)	v	longueur semelle (m)
1,5	25	27000	47712938	6709632	0,15	10

▪ **Définition de l'interface sol-structure :**

Il s'agira dans cette section, de définir les paramètres qui relient les propriétés de l'interface à celles du sol. Ces paramètres sont de type : perméabilité de l'interface et résistance de l'interface. Lorsque l'interface n'a aucune influence sur l'écoulement du sol (contrairement à un drain), on choisit l'option *neutral* dans la partie de la boîte de dialogue réservée à la perméabilité de l'interface. Tandis que la résistance d'interface peut être *rigide* dans le cas où l'interface ne modifie pas la résistance du sol ; et manuelle dans le cas contraire. Il sera dans ce cas égal à $2/3$.

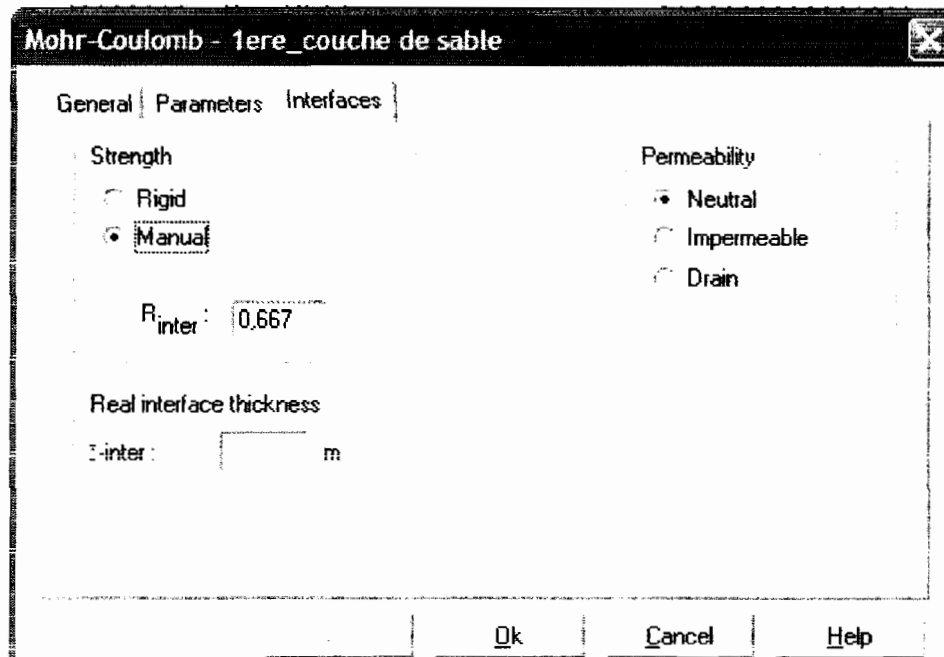


Figure 4-7 : définition des paramètres de l'interface

▪ **Définition des charges et des conditions aux limites :**

L'effort axial obtenu à partir de la descente des charges (Chapitre 3) sera appliqué au niveau de la semelle. Toutefois, il faudra le traduire en une charge répartie (kN/m²) sur toute la longueur de la semelle. Les conditions aux limites nous permettront de bloquer notre massif de sol, en annulant les déplacements suivant les deux directions. L'encastrement se traduit par un blocage des rotations aux jonctions pieu-semelle.

L'effort qui arrive au niveau de la semelle de la pile vaut $48\,327\text{ kN}$, elle exercera sur

la semelle de répartie une charge surfacique $q = \frac{48327}{\text{surf semelle}}$, c'est à dire $q = 690\text{ kN/m}^2$.

Après cette étape, on passe à la génération du maillage, on a choisi un maillage avec des éléments triangulaires à 15 nœuds pour plus de précision dans les calculs. On a au total 1412 nœuds.

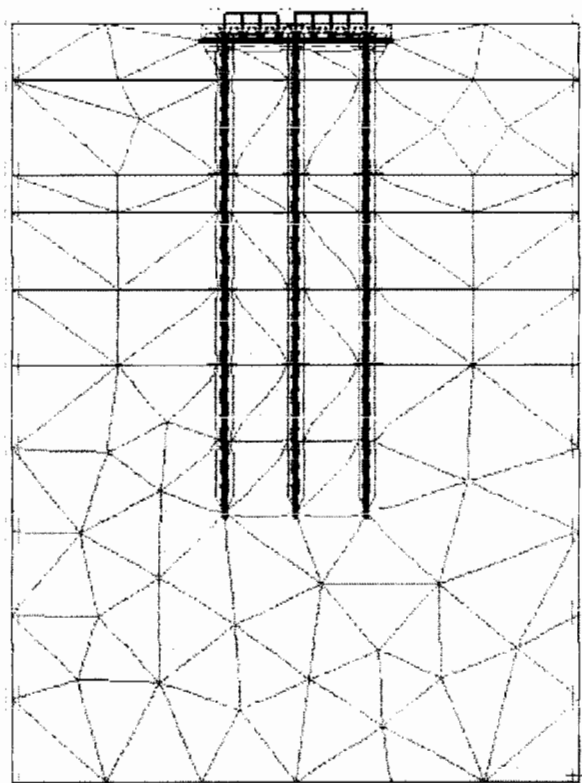


Figure 4-8 : génération du maillage

La dernière partie consiste à déterminer les conditions initiales ; il s'agira tout simplement de déterminer la position du niveau de la nappe. Celle-ci se trouve à une profondeur de 8 m.

II. 3. Résultats des calculs :

Après la définition de tous les paramètres relatifs à la structure et au sol, le logiciel se charge de faire le calcul. Pour cette étape on peut insérer les phases de construction nous exécutons d'abord le premier pieu, ensuite le troisième, puis le pieu central et enfin la semelle.

Le logiciel fournit les résultats dans un tableau, où les déplacements et les contraintes sont donnés pour chaque point du maillage. Vu leur nombre important, il ne serait pas possible de les insérer et de les interpréter tous. Les contraintes sont exprimées dans le repère local à l'élément, tandis que les déplacements sont donnés par rapport au repère global. Un tableau de connectivité, permettant de relier chaque nœud d'un élément du maillage (triangle) au repère global, est généré par le logiciel ; en voila une partie :

Soil Elément	Local Node	Global Node	X [m]	Y [m]
Elément 1- 6ème couche de sol	1	926	18,75	12,00
	2	1094	18,75	8,00
	3	1114	24,38	12,00
	4	928	18,75	10,00
	5	1089	21,56	10,00
	6	921	21,56	12,00
	7	927	18,75	11,00
	8	929	18,75	9,00
	9	1088	20,16	9,00
	10	1090	22,97	11,00
	11	922	22,97	12,00
	12	920	20,16	12,00
	13	923	20,16	11,00
	14	924	20,16	10,00
	15	925	21,56	11,00

Tableau 4-2 : tableau de connectivité des nœuds-élément 1

Voila comment se comporte la structure juste après les calculs :

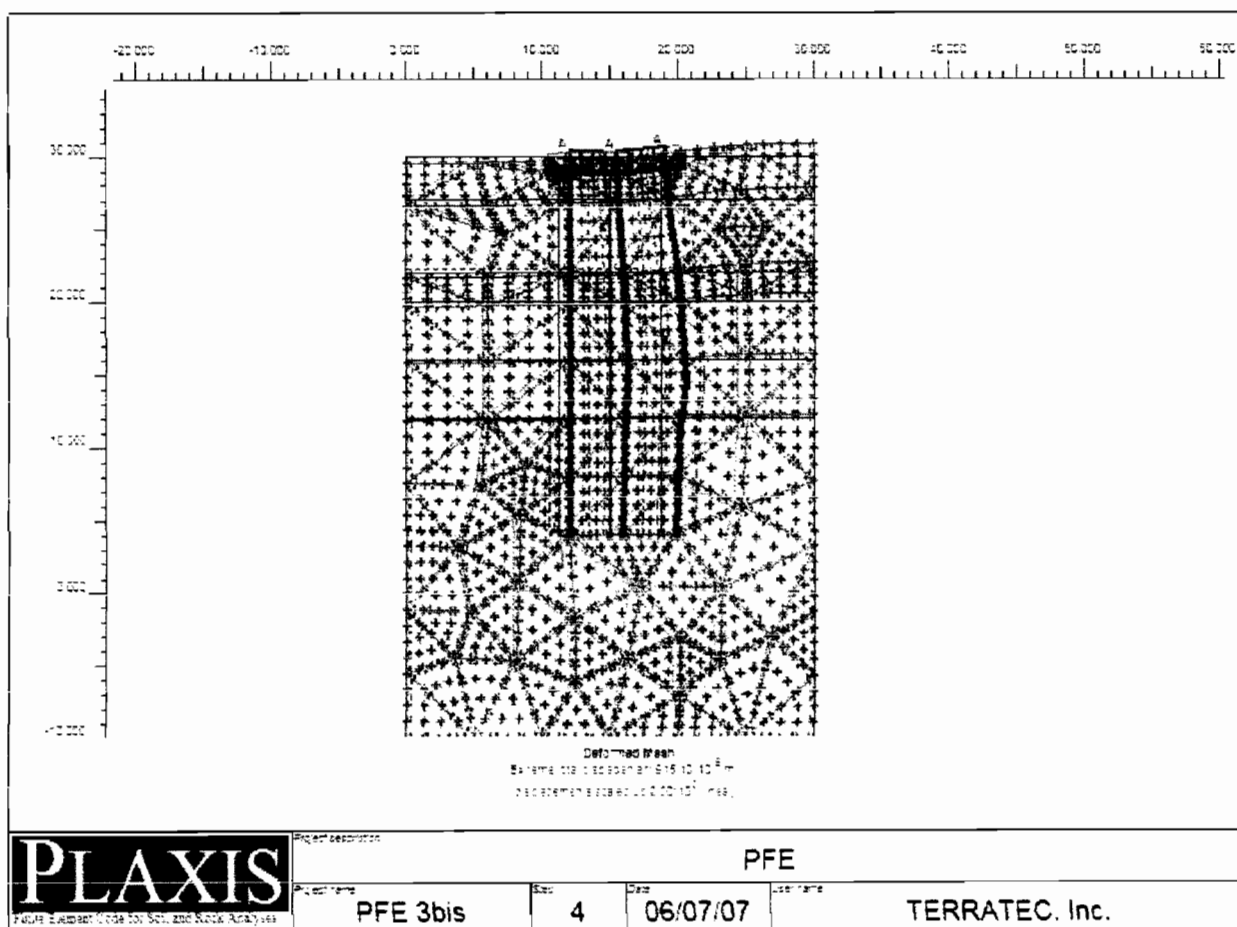


Figure 4-9 : structure juste après les calculs

La déformation de la structure est plutôt exagérée, en réalité les déformations sont très faibles, elles sont de l'ordre du micromètre.

Soil	Stress	X	Y	s _{xx}	s _{yy}	s _{xy}	s _{zz}	Status
Element	Point	[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
Elément1- 6ème couche	1	23,67	11,75	-214,80	-317,96	0,23	-213,24	Elastic
	2	19,10	11,75	-214,70	-317,97	0,38	-213,30	Elastic
	3	19,10	8,50	-259,60	-375,64	0,14	-258,45	Elastic
	4	21,57	11,00	-225,03	-331,33	0,30	-223,66	Elastic
	5	20,15	11,00	-224,92	-331,40	0,29	-223,67	Elastic
	6	20,15	9,99	-238,89	-349,26	0,22	-237,70	Elastic
	7	22,33	11,79	-214,23	-317,29	0,29	-212,72	Elastic
	8	20,50	11,79	-214,24	-317,52	0,40	-212,81	Elastic
	9	19,05	10,76	-228,12	-335,53	0,19	-226,99	Elastic
	10	19,05	9,45	-246,34	-358,76	0,15	-245,21	Elastic
	11	20,50	9,45	-246,38	-358,83	0,17	-245,21	Elastic
	12	22,33	10,76	-228,46	-335,65	0,28	-227,05	Elastic
Elément2- 6ème couche	13	23,40	5,89	-296,11	-422,16	0,08	-294,88	Elastic
	14	19,09	7,61	-272,02	-391,48	0,12	-270,88	Elastic
	15	19,09	4,37	-317,11	-448,79	0,21	-315,99	Elastic
	16	21,42	5,94	-295,38	-421,30	0,10	-294,23	Elastic
	17	20,08	6,47	-287,90	-411,76	0,12	-286,77	Elastic
	18	20,08	5,46	-301,93	-429,72	0,11	-300,84	Elastic
	19	22,14	6,43	-288,51	-412,52	0,10	-287,31	Elastic
	20	20,40	7,13	-278,80	-400,13	0,12	-277,64	Elastic
	21	19,03	6,65	-285,50	-408,68	0,11	-284,38	Elastic
	22	19,03	5,34	-303,64	-431,74	0,15	-302,52	Elastic
	23	20,40	4,79	-311,27	-441,72	0,08	-310,20	Elastic
	24	22,14	5,40	-302,80	-430,75	0,07	-301,63	Elastic

Tableau 4-3 : contraintes éléments 1 et 2-6^{ème} couche de sol

Node	X	Y	U _x	U _y	DU _x	DU _y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	10,3125	29	0,00027363	-0,00012099	0	0
2	10,625	29	0,00028277	-0,00010785	0	0
3	10,9375	29	0,0002925	-9,2733E-05	0	0
4	10,3125	29,25	0,00025198	-0,00011906	0	0
5	10,625	29,25	0,00025425	-0,00010383	0	0
6	10,3125	29,5	0,00023928	-0,0001193	0	0
7	10,3125	29	0,00026538	-0,00011895	0	0
8	10,625	29	0,00026788	-0,00010455	0	0
9	10,9375	29	0,00027033	-8,8458E-05	0	0
10	10,9375	29,25	0,00025507	-8,6844E-05	0	0
11	10,625	29,5	0,00024149	-0,00010314	0	0
12	10,3125	29,75	0,00022769	-0,00011969	0	0
13	13,75	30	0,00023226	-6,3294E-05	0	0
14	12,5	30	0,00024235	-6,3613E-05	0	0
15	11,25	30	0,00023007	-8,1515E-05	0	0
16	11,5625	29,75	0,00024096	-7,2521E-05	0	0
17	11,875	29,5	0,00024926	-6,6865E-05	0	0
18	12,8125	29,75	0,00024297	-6,3397E-05	0	0

Tableau 4-4 : déplacements des nœuds dans le repère global

II. 4. Courbes des contraintes et déformations

L'exploitation des résultats, nous permet de déterminer des diagrammes de déplacements et de contraintes pour les pieux et la semelle. Nous présenterons les diagrammes des déplacements, des efforts et des moments, pour le pieu 1 ; ceux pour les autres pieux, la semelle et des coupes du sol de fondation seront en annexe.

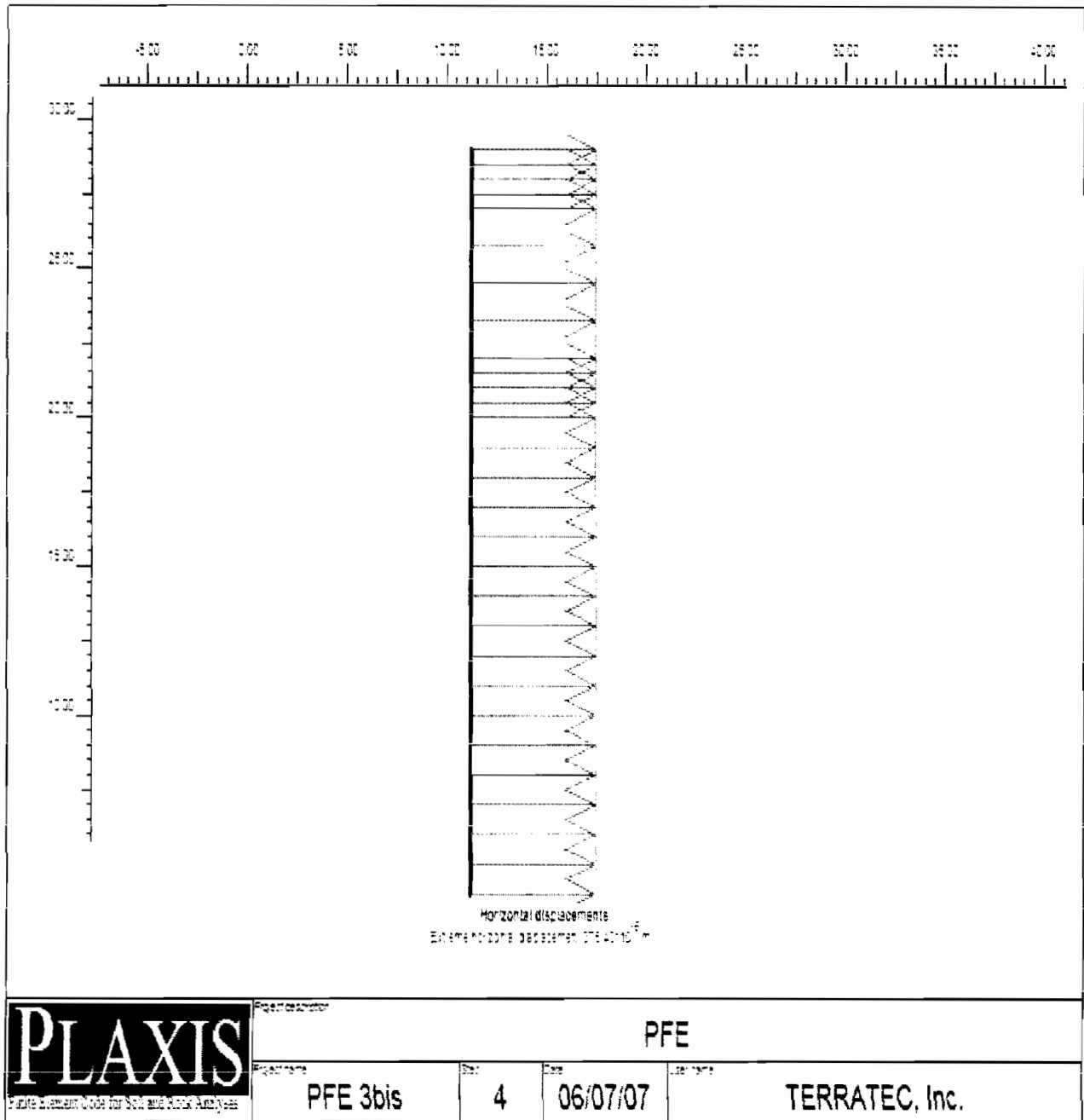


Figure 4-10 : diagramme déplacements horizontaux-pieu 1

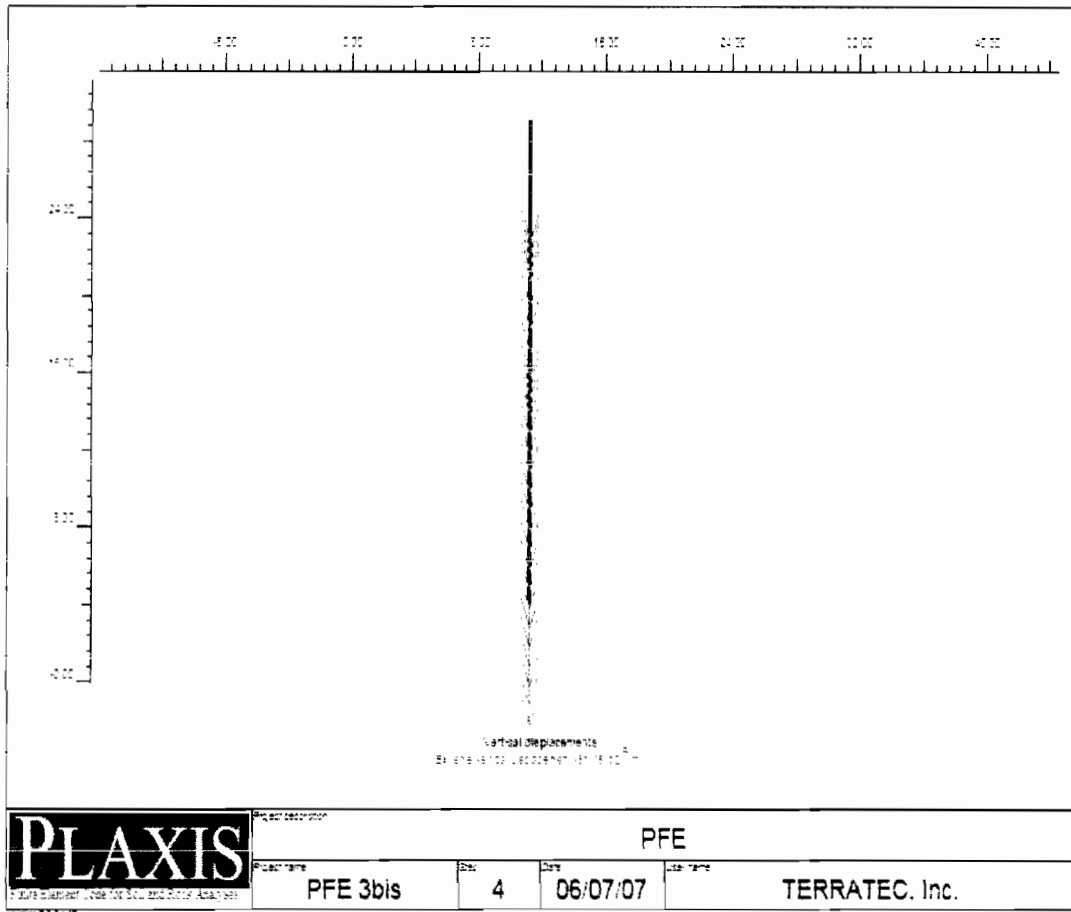


Figure 4-11 : diagramme déplacements verticaux-pieu1

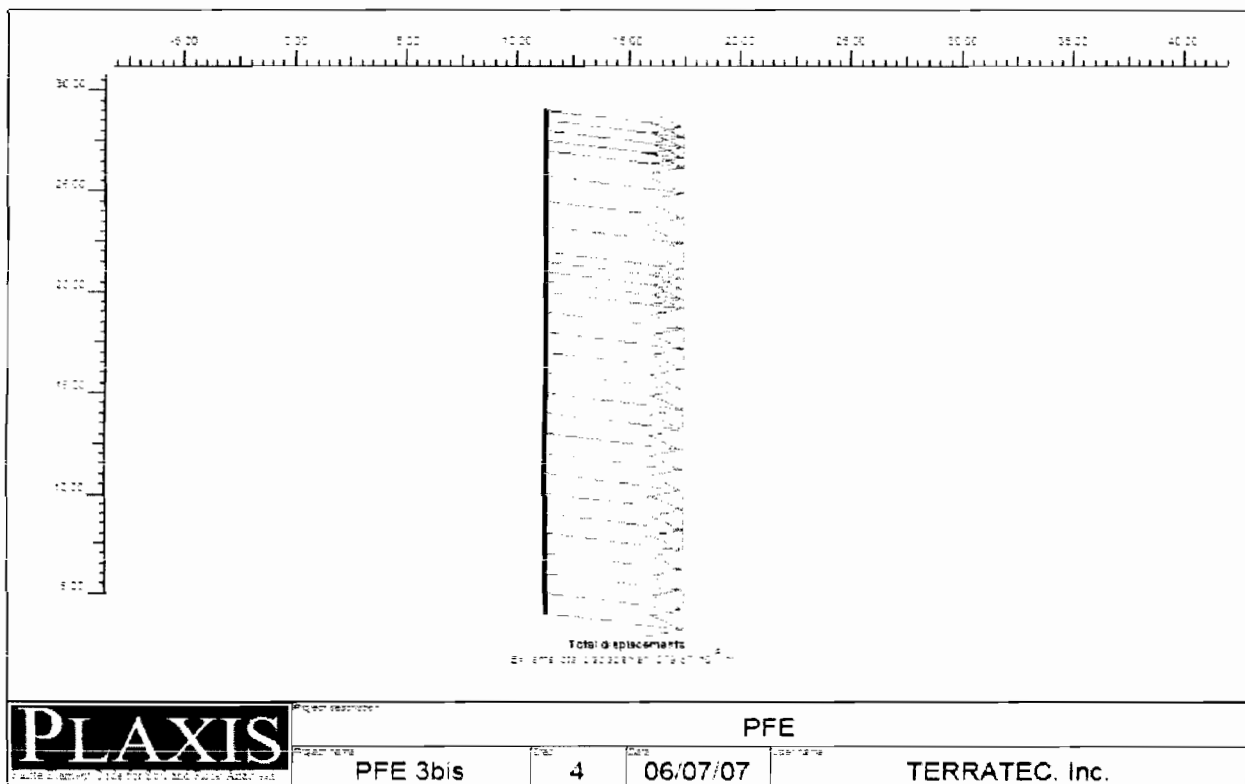


Figure 4-12 : diagramme déplacements totaux-pieu1

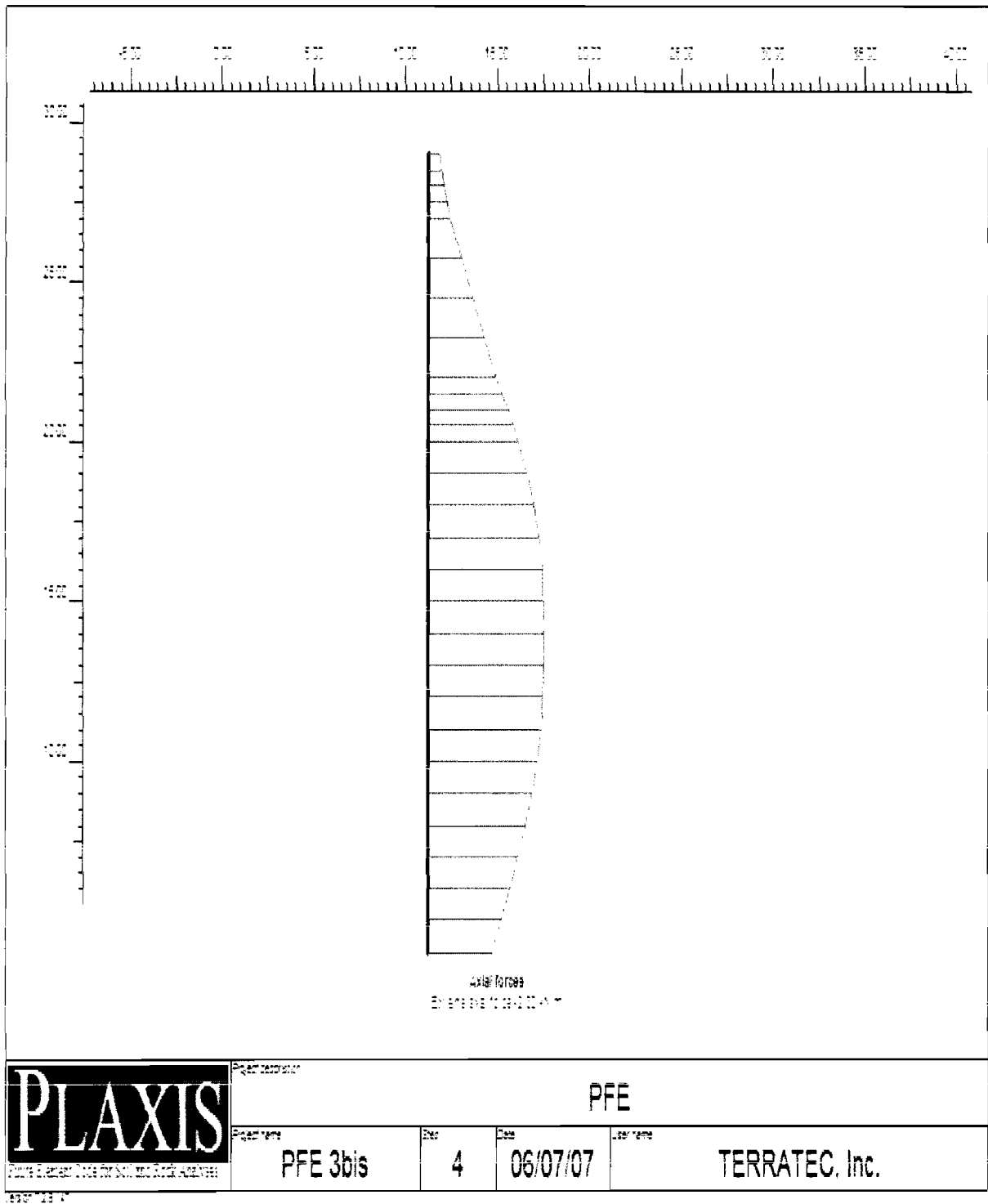


Figure 4-13 : diagramme efforts axiaux-pieu1

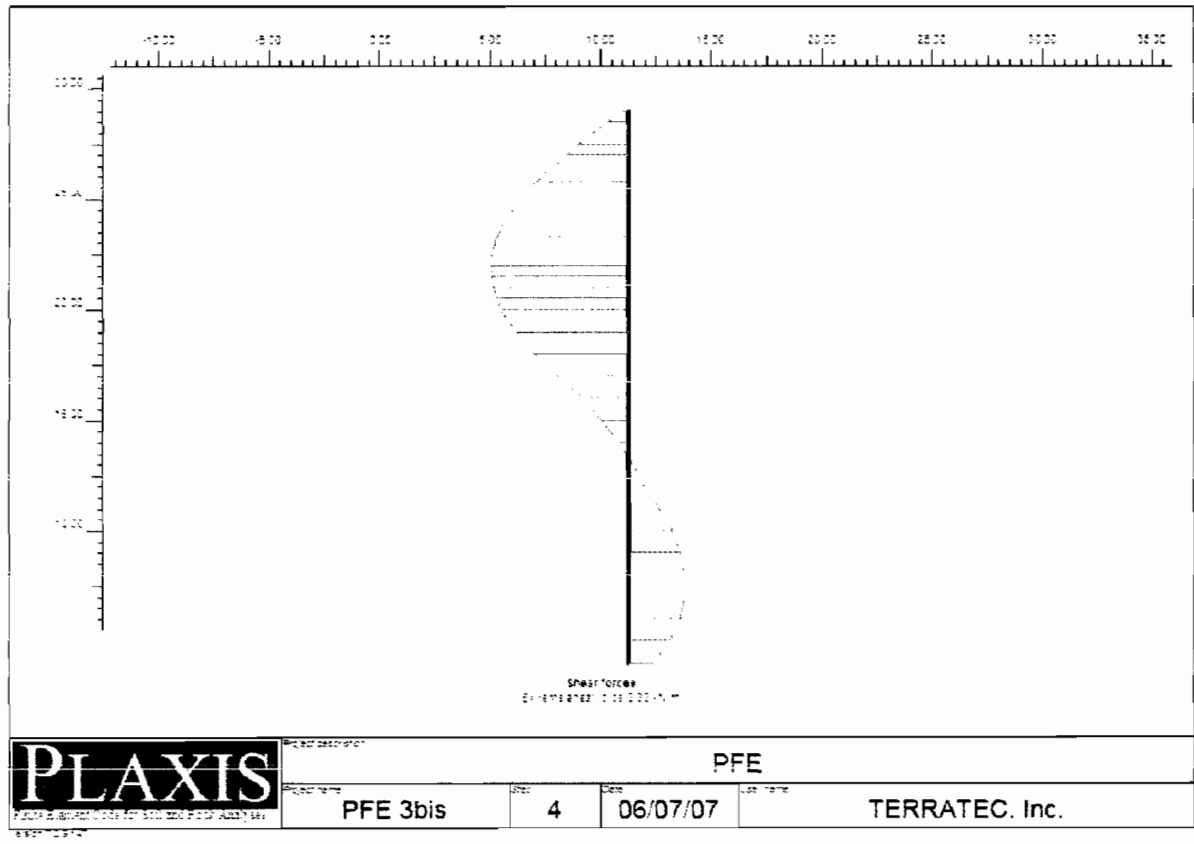


Figure 4-14 : diagramme efforts tranchants-pieul

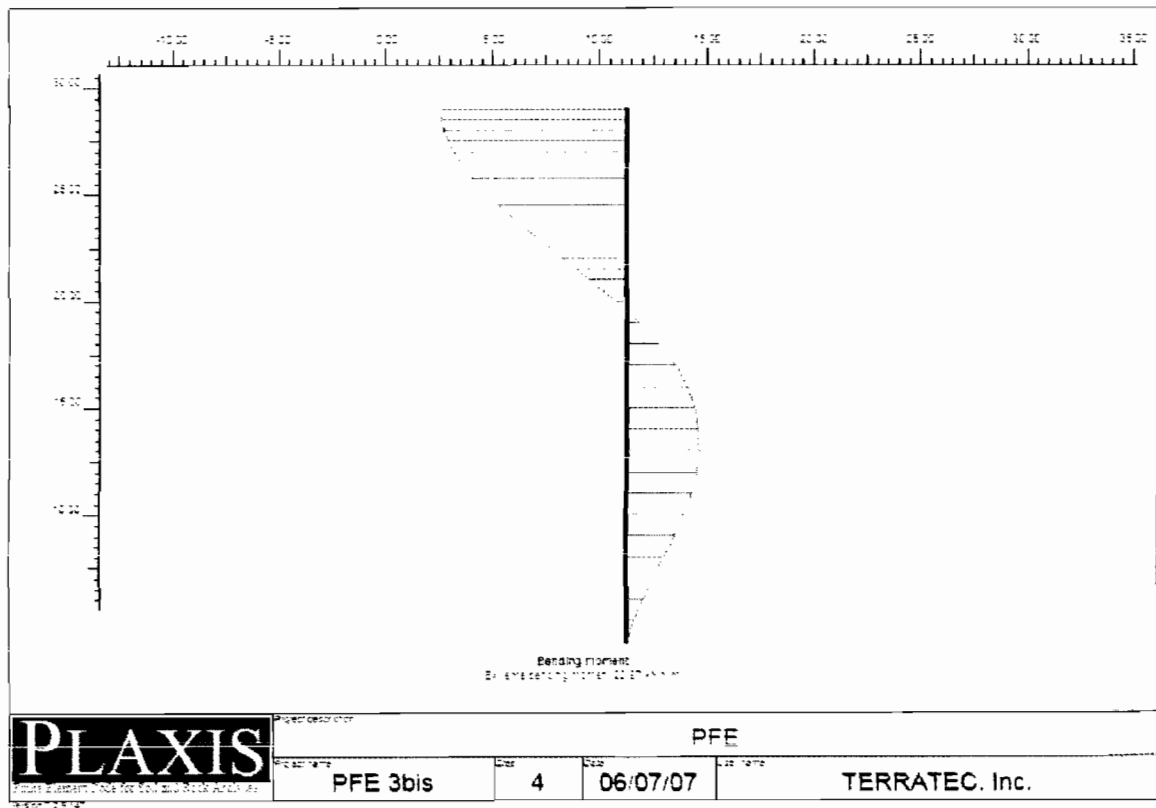



Figure 4-15 : diagramme moment fléchissant-pieul

SONDAGES GEOTECHNIQUES

VIADUC RN1/VF

Sondage carotté SC5

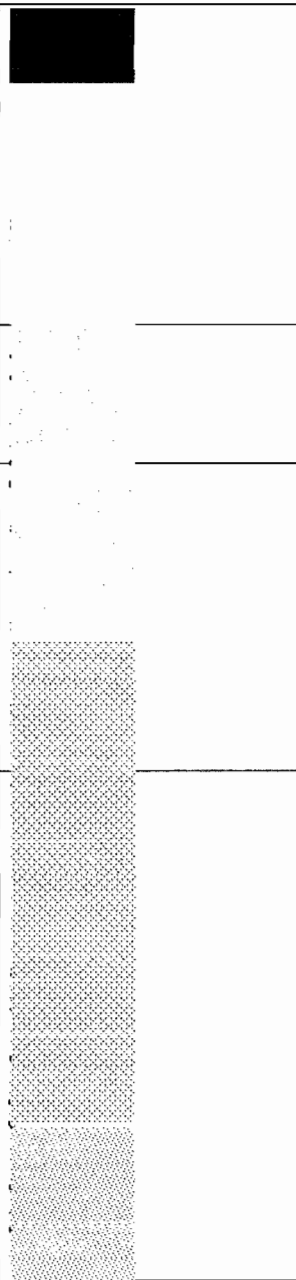
Observations	Diamètre sondage	coupe géologique.	Description des terrains	% recup.	Puiss.	Prof. en m
						0.00
	Tubage 165mm		Remblai			0.5
			Sables fins rouges			5.00
			Sables fins beiges à jaunâtres			7.50
			Sables fins rouges			9.50
			Sables fins beiges à jaunâtres			15.5
	Tubage 140mm		Sables fins blancs			20.00
Fin du sondage à 20m						

Niveau d'eau
à 8 m

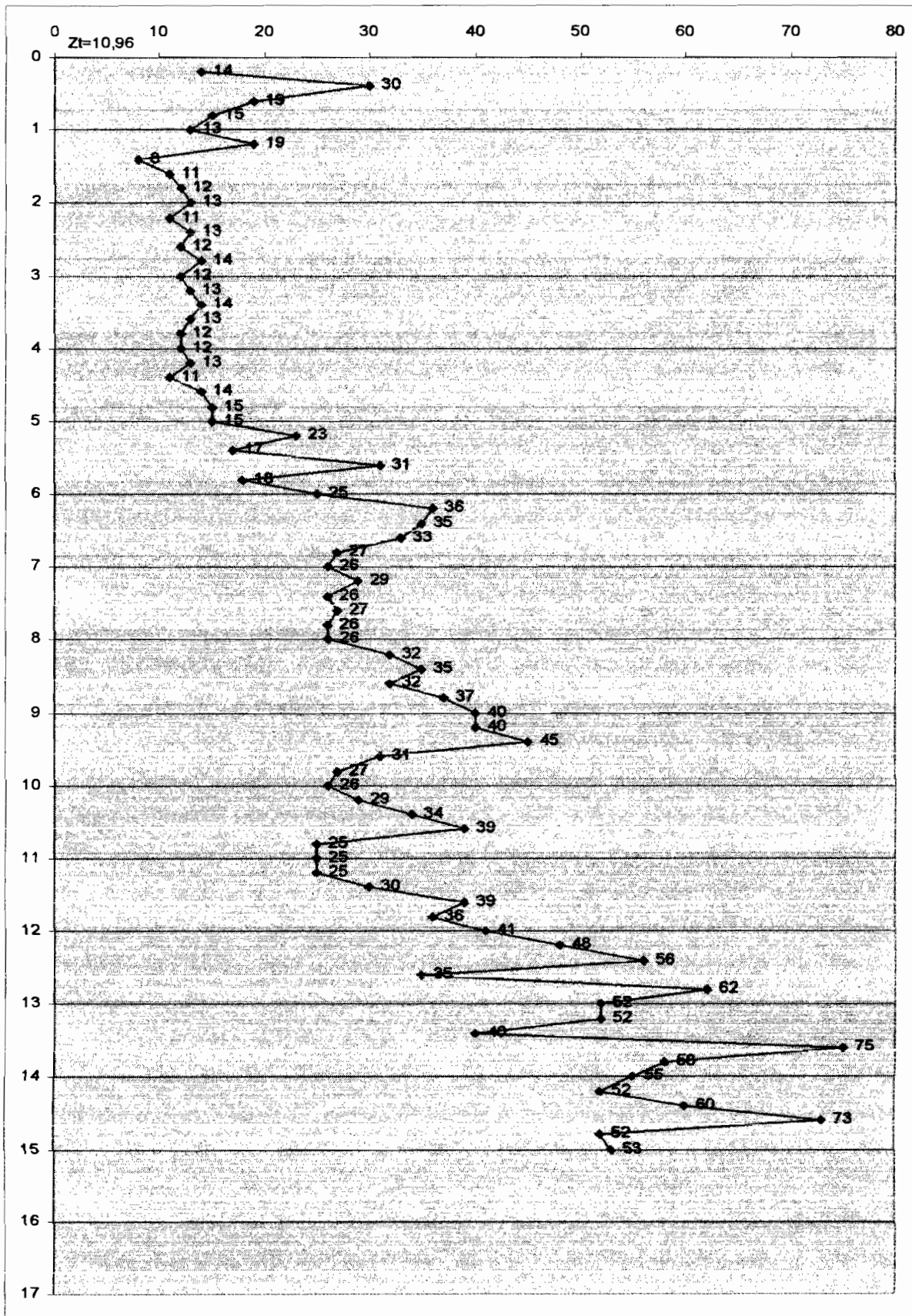
SONDAGES GEOTECHNIQUES

VIADUC RN1/VF

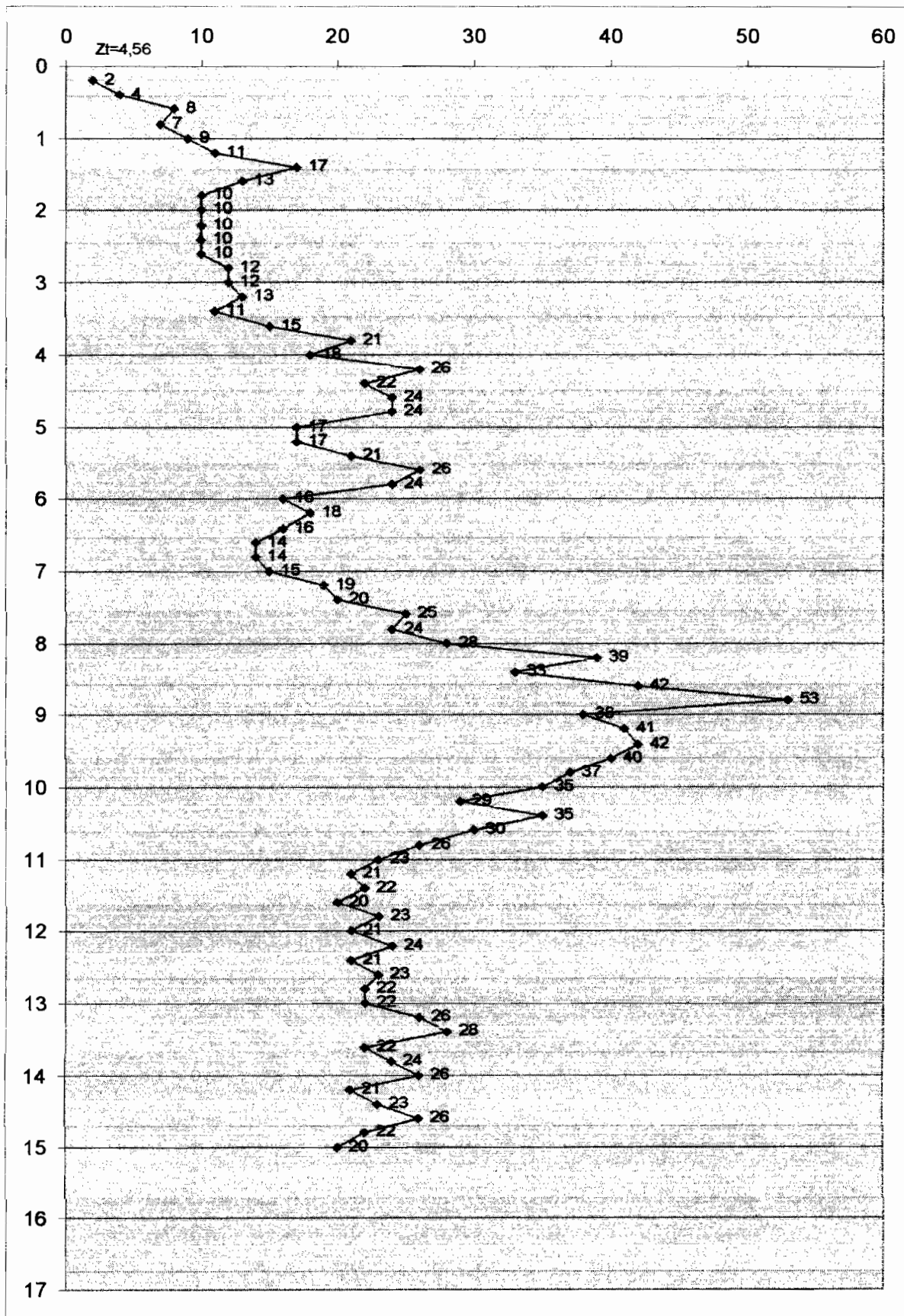
Sondage carotté SC6

Observations	Diamètre sondage	coupe géologique.	Description des terrains	% recu p.	Puiss.	Prof .
						0.00
Niveau d'eau à 2,30 m	Tubage 165mm		Sables rougeâtres oxydés			1
			Sables fins jaunâtres à beiges			4.00
			Sables fins rougeâtres			8.00
			Sables fins beiges			17.00
			Sables fins blancs			20.00
		<i>sondage à 20m</i>				

SONDAGE N°PD9



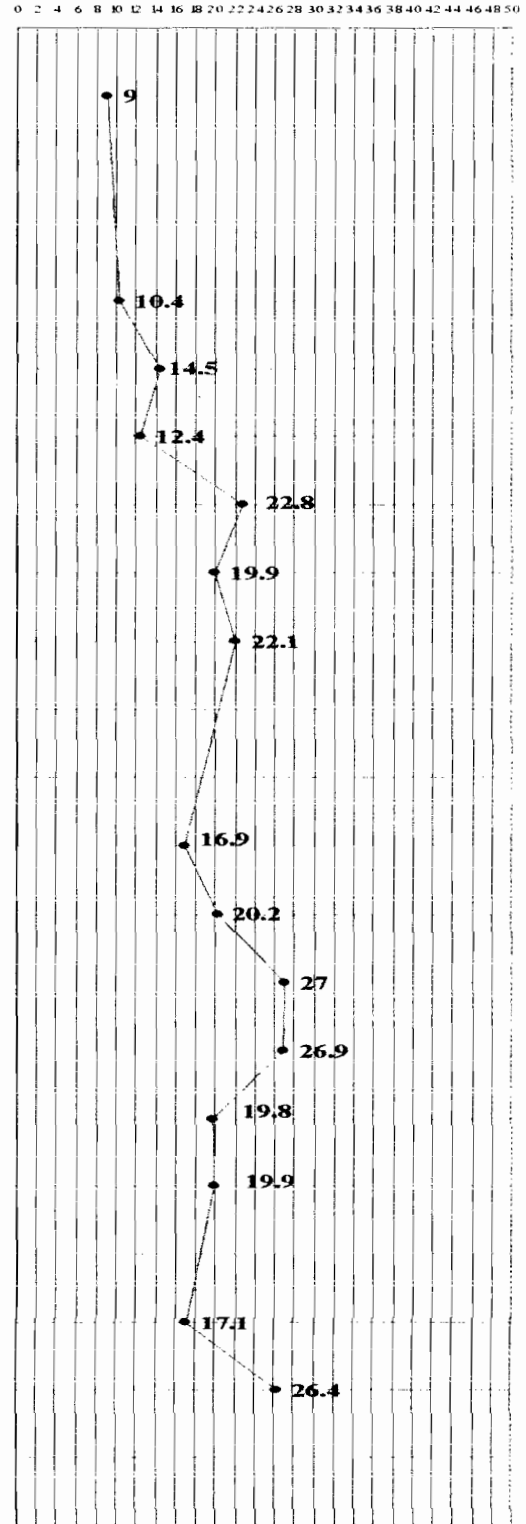
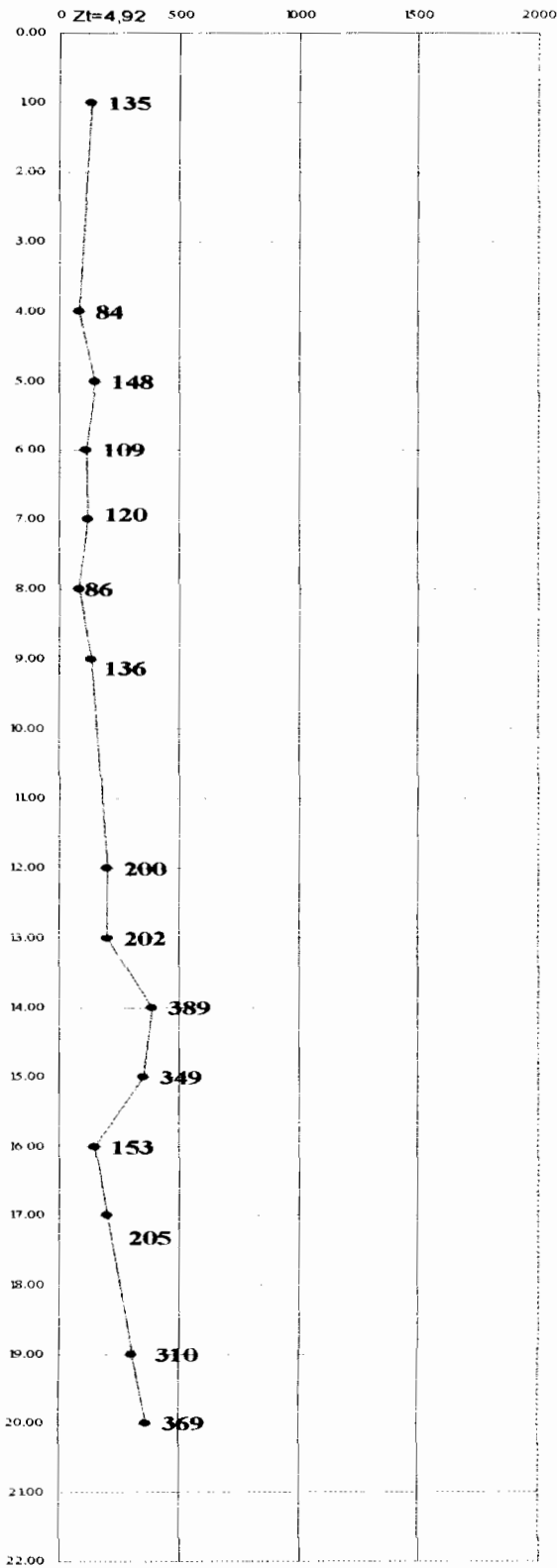
PENETROMETRE DYNAMIQUE TYPE B
SONDAGE N°PD10



Sondage pressiométrique SP7

Module pressiométrique E_M (Bars)

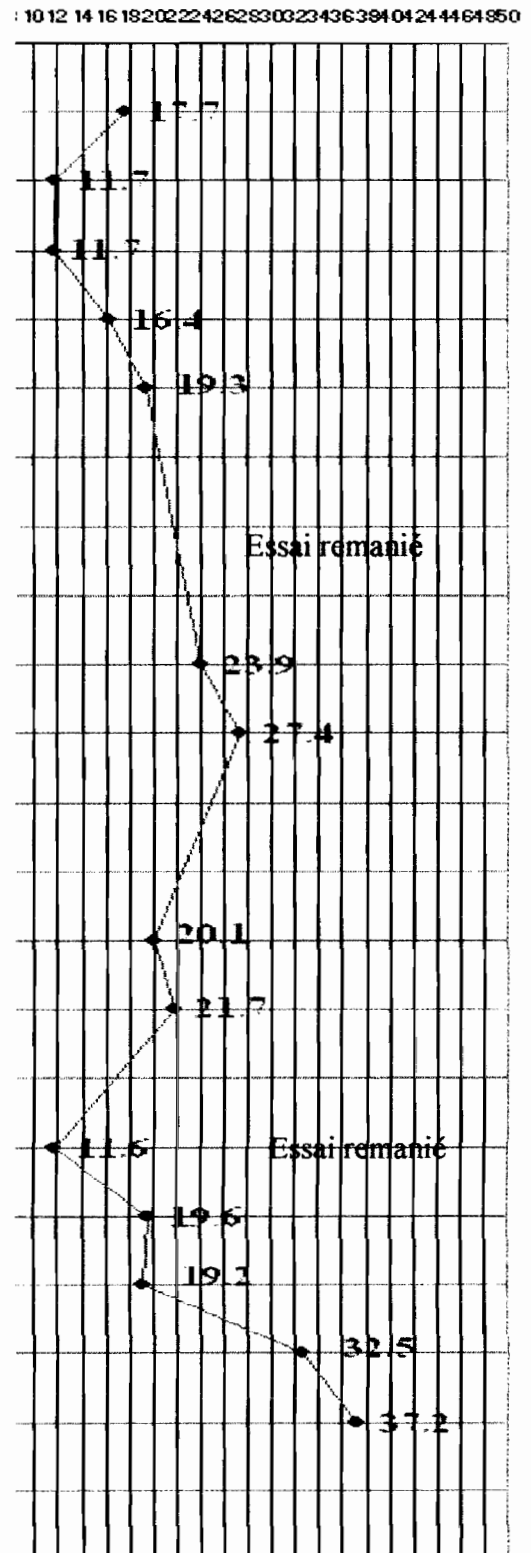
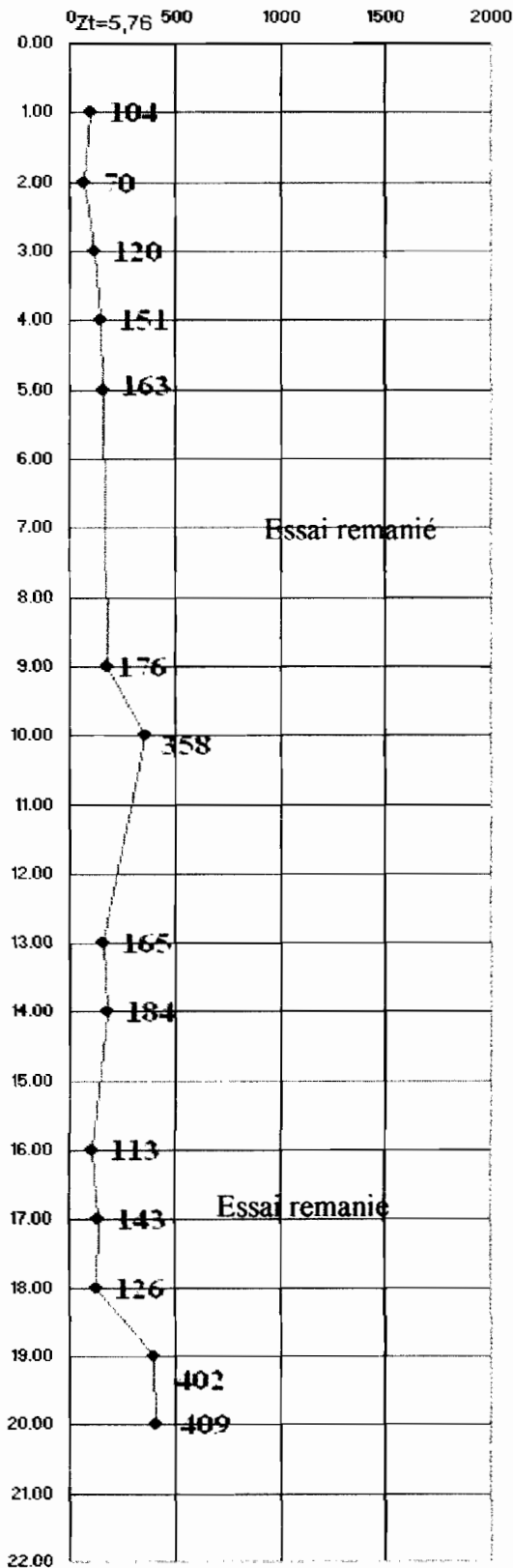
Pression limite P_l (Bars)



VIADUC VF / RN1
SONDAGES GEOTECHNIQUES
Sondage Pressiométrique SP6

Module pressiométrique E_M (Bars)

Pression limite P_l (Bars)



SONDAGE PENETROMETRIQUE PD9										
PD9 entre 0 et 2 m										
profondeur (m)	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
nombre de coups (N ₂₀)	14	30	19	15	13	19	8	11	12	13
correction nâppe(z=9,8m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
poids volumique	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87
correction profondeur	30	57	33	25	21	29	12	16	17	17
PD9 entre 2 et 4 m										
profondeur (m)	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00
nombre de coups (N ₂₀)	11	13	12	14	12	13	14	13	12	12
correction nâppe(z=9,8m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
poids volumique	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72
correction profondeur	14	17	15	17	15	16	16	15	14	13
PD9 entre 4 et 6 m										
profondeur (m)	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00
nombre de coups (N ₂₀)	13	11	14	15	15	23	17	31	18	25
correction nâppe(z=9,8m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
poids volumique	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72
correction profondeur	14	12	15	16	16	24	18	33	19	26
PD9 entre 6 et 8 m										
profondeur (m)	6.20	6.40	6.60	6.80	7.00	7.20	7.40	7.60	7.80	8.00
nombre de coups (N ₂₀)	36	35	33	27	26	29	26	27	26	26
correction nâppe(z=9,8m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
poids volumique	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.75
correction profondeur	35	34	31	25	24	27	25	26	24	23

PD9 entre 8 et 10 m										
profondeur (m)	8.20	8.40	8.60	8.80	9.00	9.20	9.40	9.60	9.80	10.00
nombre de coups (N_{20})	32	35	32	37	40	40	45	31	27	26
correction nâpe(z=9,8m)	-	-	-	-	-	-	-	-	33	31.5
poids volumique	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.73
correction profondeur	28	30	28	32	34	34	39	27	27	26
PD9 entre 10 et 12 m										
profondeur (m)	10.20	10.40	10.60	10.80	11.00	11.20	11.40	11.60	11.80	12.00
nombre de coups (N_{20})	29	34	39	25	25	25	30	39	36	41
correction nâpe(z=9,8m)	36	43.5	51	30	30	30	37.5	51	46.5	54
poids volumique	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73
correction profondeur	29	35	31	18	18	18	22	30	27	31
PD9 entre 12 et 14 m										
profondeur (m)	12.20	12.40	12.60	12.80	13.00	13.20	13.40	13.60	13.80	14.00
nombre de coups (N_{20})	48	56	35	62	52	52	40	75	58	55
correction nâpe(z=9,8m)	64.5	76.5	45	85.5	70.5	70.5	52.5	105	79.5	75
poids volumique	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.5
correction profondeur										
PD9 entre 14 et 15 m										
profondeur (m)	14.20	14.40	14.60	14.80	15.00					
nombre de coups (N_{20})	52	60	73	52	53					
correction nâpe(z=9,8m)	70.5	82.5	102	70.5	72					
poids volumique	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5					
correction profondeur										

SONDAGE PENETROMETRIQUE PD10										
PD10 entre 0 et 2 m										
profondeur (m)	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
nombre de coups (N_{20})	2	4	8	7	9	11	17	13	10	10
correction nâppe(z=9,8m)										
poids volumique	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87	17.87
correction profondeur	4	8	14	12	14	17	25	18	14	13
PD10 entre 2 et 4 m										
profondeur (m)	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00
nombre de coups (N_{20})	10	10	10	12	13	13	11	15	21	18
correction nâppe(z=9,8m)										
poids volumique	16.81	16.81	16.81	16.81	16.81	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72
correction profondeur	13	13	13	15	16	16	13	17	24	20
PD10 entre 4 et 6 m										
profondeur (m)	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00
nombre de coups (N_{20})	26	22	24	24	17	17	21	26	24	16
correction nâppe(z=9,8m)										
poids volumique	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72
correction profondeur	29	24	26	25	18	18	21	26	24	16
PD10 entre 6 et 8 m										
profondeur (m)	6.20	6.40	6.60	6.80	7.00	7.20	7.40	7.60	7.80	8.00
nombre de coups (N_{20})	18	16	14	14	15	19	20	25	24	28
correction nâppe(z=9,8m)										
poids volumique	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72	17.75
correction profondeur	17	15	13	13	14	18	18	23	21	25

PD10 entre 8 et 10 m										
profondeur (m)	8.20	8.40	8.60	8.80	9.00	9.20	9.40	9.60	9.80	10.00
nombre de coups (N ₂₀)	39	33	42	53	38	41	42	40	37	35
correction nâppe(z=9,8m)									48	45
poids volumique	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.75	17.73
correction profondeur	34	28	36	45	32	34	35	33	30	28
PD10 entre 10 et 12 m										
profondeur (m)	10.20	10.40	10.60	10.80	11.00	11.20	11.40	11.60	11.80	12.00
nombre de coups (N ₂₀)	29	35	30	26	23	21	22	20	23	21
correction nâppe(z=9,8m)	36	45	37.5	31.5	27	24	25.5	22.5	27	24
poids volumique	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73
correction profondeur	23	28	24	20	18	16	17	15	17	16
PD10 entre 12 et 14 m										
profondeur (m)	12.20	12.40	12.60	12.80	13.00	13.20	13.40	13.60	13.80	14.00
nombre de coups (N ₂₀)	24	21	23	22	22	26	28	22	24	26
correction nâppe(z=9,8m)	28.5	24	27	25.5	25.5	31.5	34.5	25.5	28.5	31.5
poids volumique	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.73	17.5
correction profondeur	18	15	17	16	16	19	20	15	17	18
PD10 entre 14 et 16 m										
profondeur (m)	14.20	14.40	14.60	14.80	15.00					
nombre de coups (N ₂₀)	21	23	26	22	20					
correction nâppe(z=9,8m)	24	27	31.5	25.5	22.5					
poids volumique	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5					
correction profondeur	14	16	18	15	13					

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP6						
PROFONDEUR (m)	MODULE E_M (Mpa)	PRESSION P_I (Mpa)	COMPACTITE	Rapport E_M/P_I	Etat de consolidation	
1	10.4	1.77		5.88	sous consolidé	
2	7	1.17	sables	5.98	sous consolidé	
3	12	1.17	moyennement	10.26	normalement consolidé	
4	15.1	1.64	compacts	9.21	normalement consolidé	
5	16.3	1.93		8.45	normalement consolidé	
6	remanié	remanié				
7	remanié	remanié				
8	remanié	remanié				
9	17.6	2.39	sables	7.36	sous consolidé	
10	35.8	2.74	compacts	13.07	normalement consolidé	
11	remanié	remanié				
12	remanié	remanié				
13	16.5	2.01	sables moyennement	8.21	normalement consolidé	
14	18.4	2.17	compacts	8.48	normalement consolidé	
15	remanié	remanié				
16	11.3	1.16	sables	9.74	normalement consolidé	
17	14.3	1.96	moyennement	7.30	sous consolidé	
18	12.6	1.92	compacts sables	6.56	sous consolidé	
19	40.2	3.25	compacts	12.37	normalement consolidé	

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP7

PROFONDEUR (m)	MODULE E_M (MPa)	PRESSION P_I (MPa)	COMPACTITE	Rapport E_M/P_I	Etat de consolidation
1	13.5	0.9		15.00	normalement consolidé
2	essai remanié	essai remanié			
3	essai remanié	essai remanié			
4	8.4	1.04	sables	8.08	normalement consolidé
5	14.8	1.45	moyennement	10.21	normalement consolidé
6	10.9	1.24	compacts	8.79	normalement consolidé
7	12	2.28		5.26	sous consolidé
8	8.6	1.99		4.32	sous consolidé
9	13.6	2.21		6.15	sous consolidé
10	essai remanié	essai remanié			
11	essai remanié	essai remanié			
12	20	1.69	sables	11.83	normalement consolidé
13	20.2	2.02	moyennement compacts	10.00	normalement consolidé
14	38.9	2.7	sables	14.41	normalement consolidé
15	15.3	2.69	compacts	5.69	sous consolidé
16	20.5	1.98	sables	10.35	normalement consolidé
17	14.3	1.99	moyennement	7.19	sous consolidé
18	0	0	compacts		
19	31	1.71		18.13	normalement consolidé
20	36.9	2.64	sables compacts	13.98	normalement consolidé