

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان
Université Aboubekr Belkaid- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil



MEMOIRE

Mémoire d'obtention du Diplôme de Master en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'art

Sujet :

"Impact de présence de cavités sur la capacité portante des
fondations profondes"
Cas de l'appui P13 du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

Soutenu en Septembre 2022 par :

Mr. SELKA Karim

Mme. RAHOUI Fadila

Devant le jury composé de :

M. ZADJAOUI Abdeldjalil

Président de jury

Mme BENCHOUK Assia

Examinatrice

M. CHEKROUN Lokmane El hakim

Encadrant

M. BOUMECHRA Nadir

Encadrant

Année universitaire : 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

*Nous tenons à remercier en premier lieu Allah qui nous a donné la vie
et la santé pour le parachèvement de ce modeste travail*

*C'est avec profonde gratitude et sincères mots, que je dédie ce fameux
travail de fin d'étude*

*Aux deux êtres les plus chers au monde, qui ont souffert nuit et jour
pour nous couvrir de leur chaleur d'amour, mes très chers parents,
ceux grâce à qui j'ai pu atteindre ce niveau et ceux à qui je dois
beaucoup de respect. Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir
pour moi de vous remercier pour votre amour, votre grande patience
et vos sacrifices.*

Mes tantes Tati, Nadera et Habiba

Mon frère et ma sœur.

Ma fiancé Khouloud.

Tous mes amis et tous ceux qui me sont chers Majid, Zaki, Ziriyeb,

Yassine et les deux Mustapha.

A mon Binôme Rahoui Fadila.

Tous ceux qui m'ont formé.

Merci d'être toujours là pour moi

SELKA Karim...

Dédicace

Nous tenons à remercier en premier lieu Allah qui nous a donné la vie et la santé pour le parachèvement de ce modeste travail.

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma gratitude et mon remerciement pour toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation.

A ma chère et tendre mère, je reste figé et je ne peux pas trouver les mots pour exprimer ce qu'elle a fait pour moi durant toute ma vie...Je t'aime maman.

A la mémoire de mon père qui nous a quittés tôt (اللهم ارحمه و اغفر له), qui m'a appris à croire en mes capacités, avec qui j'ai souhaité partager mes succès.

Mes très chers sœur et frère ; Amina et Abdelaziz qui m'ont donné la force durant ma carrière.

A mon mari qui m'a soutenu et a été à mes côtés tout au long de ce travail.

A mes amies Medjahdi Fatéma et Sahbatou Zineb avec qui j'ai passé mes années d'études et surmonté toutes les difficultés.

A mon binôme Selka Karim .

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui, d'une manière ou autre, m'ont aidé et soutenu.

RAHOUI Fadila...

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à présenter tous nos respects et notre gratitude à notre très cher **M. CHEKROUN Lokmane El hakim**, pour ses encadrements, ses orientations, sa disponibilité, ses encouragements et ses efforts pour avoir mené à bien ce travail.*

*A **Monsieur BOUMECHRA Nadir**. Professeur à l'Université de Tlemcen Département de Génie Civil. Nous le remercions pour l'aide et l'assistance qu'il nous a apportées, ainsi que pour les informations qu'il nous a fournies et qui nous ont été utiles pour notre carrière.*

Nos vifs remerciements vont aux membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de ce mémoire :

***Monsieur ZADJAOUI Abdeljalil**, Professeur à l'Université d'AboubekrBelkaid Département de Génie Civil, pour nous avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette soutenance.*

***Madame BENDIOUIS Assia Née BENCHOUK** Professeur à l'Université d'AboubekrBelkaid département de Génie Civil, qui nous a bien acceptés d'examiner ce mémoire, nous le remercions vivement.*

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

*Enfin, on remercie notre cher **Monsieur BOUZIANE Messaoud**. qui nous a soutenu et à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.*

RÉSUMÉ

Avec le développement rapide et important de la technologie des pieux dans le monde entier et sa large application en génie civil et maritime, l'utilisation de fondations sur pieux est devenue le principal objectif des ingénieurs de conception, des bureaux de contrôle et des entrepreneurs. Institut de recherche.

Nos travaux portent principalement sur : le calcul de la capacité portante des pieux pour un ouvrage d'art qui fait partie au projet de la pénétrante reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute est-ouest.

L'objectif de notre mémoire est bien le calcul de la capacité portante des pieux, il est à noter que lors de bétonnage des pieux, il a été constaté une surconsommation de béton à cause d'une cavité sous la fondation.

De ce fait, l'entreprise a lancé des essais pressiométriques à la position réelle de la fondation. Et pour cela nous avons refait le calcul de la capacité portante avant et après incident, nous avons trouvé que la capacité après incident est plus importante par rapport à celle trouvée avant incident.

Pour le calcul de la capacité portante nous avons utilisé la méthode pressiométrique statique dont le calcul analytique et les deux codes de calcul géotechnique GEOFOND 1.22 et GEO5 (V2020).

Mots clés : pieux, fondation profonde, pénétrante de Ghazaouet, capacité portante, GEOFOND 1.22, GEO5(V2020).

ABSTRACT

With the rapid and significant development of pile technology all over the world and its wide application in civil and marine engineering, the use of pile foundations has become the main focus of design engineers, supervising offices and contractors. Research Institute.

Our work mainly concerns: the calculation of the bearing capacity of the piles for a work of art which is part of the penetrating project linking the port of Ghazaouet to the east-west highway.

The objective of our memory is the calculation of the bearing capacity of the piles, it should be noted that during concreting of the piles, it was noted an overconsumption of concrete because of a cavity under the foundation. As a result, the company launched pressuremeter tests at the actual position of the foundation. And for that we have to calculate the bearing capacity before and after incident, we found that the capacity after incident is greater compared to before incident.

For the calculation of the bearing capacity we used the static presiometric method including the analytical calculation and the two geotechnical calculation programs GEOFOND 1.22 and GEO5(V2020).

Keywords: piles, deep foundation, penetrating Ghazaouet, bearing capacity, GEOFOND 1.22, GEO5(V2020).

الملخص

مع التطور السريع والكبير لتكنولوجيا الأكوام في جميع أنحاء العالم وتطبيقها الواسع في الهندسة المدنية والبحرية، أصبح استخدام أسس الأكوام الهدف الرئيسي لمهندسي التصميم ومكاتب المراقبة والمقاولين. معهد البحوث

ويهتم عملنا أساساً بما يلي: حساب قدرة الأكوام على تحمل الأحمال من أجل عمل فني يشكل جزءاً من المشروع المخترق الذي يربط ميناء الغزوات بالطريق السريع بين الشرق والغرب.

الهدف من موجزنا هو حساب قدرة تحمل الحمل للأكوام، وتجدر الإشارة إلى أنه عند خرسانة الأكوام، تبين أن هناك استهلاكاً مفرطاً للخرسانة بسبب تجويف تحت الأساس

نتيجة لذلك، أطلقت الشركة اختبارات الضغط في الموقع الفعلي للمؤسسة. ومن أجل القيام بذلك، أعدنا حساب سعة تحمل الحمل قبل الحادث وبعده، ووجدنا أن السعة بعد الحادث أهم من السعة التي تم العثور عليها قبل الحادث.

لحساب قدرة تحمل الحمل استخدمنا طريقة قياس الضغط الثابت بما في ذلك الحساب التحليلي ورمزي (GEO5 (V2020 و GEOFOND 1.22 الحساب الجيوتقني

الكلمات الرئيسية: أكوام، كريم أساس عميق، اختراق الغزوات، قدرة تحمل الحمل

GEOFOND 1.22، GEO5 (V2020).

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : Notions sur les fondations profondes.....	4
I. Introduction	4
II. Fondations profondes.....	4
1. Définition.....	4
2. Classification des fondations	4
3. Principe de fonctionnement d'une fondation profonde	5
4. Type de fondation profonde	6
III. Les pieux.....	6
1. Définition.....	6
2. Cas d'application.....	6
3. Principaux types de pieux.....	7
3.1 Principes d'exécution des principaux types de pieux.....	8
IV. Mode de réalisation des pieux	15
V. Choix du type de pieux.....	17
VI. Notion de capacité portante et de tassement :.....	17
VII. PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT.....	18
1. Cas d'un pieu isolé.....	18
2. Cas d'un Groupe de pieux	21
VIII. Dimensionnement des pieux	24
IX. Discussion de cavité.....	24
1. La présence d'une cavité.....	24
2. Les différents types de cavités	25
Conclusion.....	28
I. Méthodes de calcul usuelles de la capacité portante :	30
1. Introduction :.....	30
2. Capacité portante des pieux isolés :.....	30
3. Capacité portante du sol de fondation :	30
II. Généralité sur les essais :	31
1. Essai pressiométrique de type MENARD	31
2. Les essais pénétrométriques :.....	35
III. Capacité portante : Essai pressiométrique.....	39

1. Fascicule 62 Titre V :	39
2. DTU 13.12.....	Erreur ! Signet non défini.
3. NF P 94-261 (Eurocode 7):.....	43
IV. Méthode des essais aux laboratoires :.....	46
V. Méthode du pénétromètre dynamique :.....	47
VI. Méthode du pressiomètre Ménard :	47
Chapitre 3 : présentation de l'ouvrage v2.3 de la penetrante de ghazaouet	54
I. Généralités	54
1. INTRODUCTION	54
3. PRESENTATION DU PROJET	54
4. Présentation du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet :.....	56
5. Points essentiels d'exécution des ouvrages d'art	61
6. Critères de conception.....	62
II. Présentation de l'incident de surconsommation de béton sur l'appui P13	79
1. Incident de surconsommation de béton au droit de l'appui P13 du viaduc V2.3 :.....	79
2. Structure et condition géotechnique de notre fondation.....	79
3. Décisionsde traitement prises après l'incident :	80
4. Arrêt de la profondeur du pieu B4 de la semelle P13D :	80
III. Procédure de remplissage des cavités :.....	82
1. Introduction :	87
2. Calcul de la capacité portante des fondations à partir des essais In situ :	87
3. Descente de charges :	88
4. Calcul de la capacité portante pour viaduc 2.3 pile 13 Droite à partir de la méthode analytique :.....	90
5. Evaluation de la capacité portante par les méthodes analytiques pour pieu isolé (avant et après incident) :.....	104
6. Evaluation de la capacité portante par les méthodes numériques :.....	106
7. Groupe de pieux :	116
8. Conclusion générale	118
Référence Bibliographique :.....	120
Annexes :.....	122

Liste des figures

Figure 1.1 types de fondation	5
Figure 1.2 : Domaine des fondations (Frederic, 2008)	5
Figure 1.3 : Définition de la hauteur d'encastrement L et mécanique De cité (C. Plumelle, 2003).	6
Figure 1.4 : Classification des pieux selon EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000).	8
Figure 1.5 : Pieu battu préfabriqué.	8
Figure 1.6 : Profils métalliques battus (Bouguenina, 2017).	9
Figure 1.7 : Pieux battus moulés.	9
Figure 1.8: Pieux forés avec boue.	10
Figure 1.9: Pieux tarières creuses.	11
Figure 1.10: Les micros pieux	12
Figure 1.11 : Schéma représentant un exemple de micro pieu.	13
Figure 1.12 : Exemple des parois moulées.	13
Figure 1.13 : Mises en place de barrette.	14
Figure 1.14 : Puit	14
Figure 1.15 : Courbes chargement-tassement dans les cas de sol raide et de sol mou.	18
Figure 1.16 : définition du pieu isolé selon le mode de fonctionnement (tstp , 2008).	19
Figure 1.17 : Comportement d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.	19
Figure 1.18 : groupe de pieux (Elgonnoui, 2009).	22
Figure 1.19: Pieu isolé la zone compressible n'est Pas influencée par le pieu	23
Figure 1.20: Groupement de pieux la zone compressible est influencée par L'effetradier du groupe de pieux	23
Figure 1.21 : Calcul de tassement d'un groupe de pieux (Elgonnoui, 2009).	24
Figure 1.22 : Réalisation de levés géologiques dans le cadre de l'étude de sécurisation du tunnel de lave de Citron Galet à La Réunion.	26
Figure 1.23 : Carrière souterraine (Orléans, 2019) BRGM - S. Yart	27
Figure 1.24 : Habitations troglodytiques creusées dans le tuffeau de Touraine (Saumur-Champigny, Maine-et-Loire, 2007). BRGM - F. Michel	28
Figure 1.25 : Galerie de reconnaissance du tunnel Lyon-Turin. (Modane, Savoie, 2006). BRGM - F. Deverly.	28
Figure 2.1 : Essai pressiométrique de type MENARD	34
Figure 2.2 : Schéma d'un PressiomètreMénard.	35
Figure 2.3 : Réalisation du forage.	35
Figure 2.4 : Courbe pressiométrique théorique.	36
Figure 2.5 : Abaque de détermination de facteur de portance k_p.	44

Figure 2.6 : Abaque de détermination de coefficient minorateur $i\delta$	45
Figure 2.7 : Facteur de portance pressiométrique pour semelles carré / filante	51
Figure 3.1 : Carte de limites administratives (wilaya de Tlemcen)	58
Figure 3.2 : Localisation du projet	59
Figure 3.3 : Vue générale du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet	61
Photo 3.4 : Vue latérale du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet	61
Figure 3.5 : Géomorphologie de colline	62
Photo 36 : Vue générale de la ville de Ghazaouet	63
Photo 3.7 : Roche bioclastique	63
Photo 3.8 : Grave argileuse	64
Photo 3.9 : Grès, semi roche semi meuble	64
Figure 3.10 : Plan général de type de viaduc	68
Figure 3.11 : Conception de la coupe transversale du tablier pour Viaduc V2.3	68
Figure 3.12: Plan de la structure de poutre en T préfabriquée en béton précontraint	69
Figure 3.13: coupe transversale des poutres.	69
Figure 3.14 : Câblage de la poutre en T préfabriquée	70
Figure 3.15 : Préfabrication des Poutres en T	71
Figure 3.16 : surcharges des poutres.	71
Figure 3.17 : Exécution des entretoises et de la dalle du tablier	72
Figure 3.18 : Charge permanente des équipements nécessaires sur le tablier et mise en exploitation.	72
Figure 3.19 : L'organigramme du déroulement du calcul de l'infrastructure du pont	73
Figure 3.20 : plan de chevêtre de la pile	75
Figure 3.21: La section de la pile pleine	77
Figure 3.22 : La section de la pile creuse	77
Figure 3.23 : Coupe D-D de la culée C1	78
Figure 3.24 : Détail A ; B Culée C1	78
Figure 3.25: Coupe B-B de la culée C1	78
Figure 3.26 : Coupe C-C de la culée C33	79
Figure 3.27 : Détail A ; B Culée C33	79
Figure 3.28 : Coupe B-B de la culée C33	79
Figure 3.29 : positionnement de pieux	80
Figure 3.30 : Coupe des pieux avec L=19m	80
Figure 3.31 : Plan d'implantation des pieux du BET	81

Figure 3.32 : Résultat de calcul des pieux pour la pile droite No. 13	81
Figure 3.33 : Résultat de calcul : Capacité portante et Tassement	82
Figure 3.34 : Plan de situation du viaduc 2.3	82
Figure 3.35 : Coupe longitudinale du viaduc droit V2.3	83
Figure 3.36 : Répartition des pieux dans les deux appuis P13	85
Figure 3.37 : Coupe géologique dans la zone des piles P13 à P16 du V2.3	85
Figure 3.38 : circonstance géologique sur site	86
Figure 3.39 : circonstance géologique suite à l'application De la solution	86
Figure 3.40 : Répartition des pieux dans les deux appuis P13	87
Figure 3.41 : forage du pieu au fond de la cavité	88
Figure 3.42 : remplissage du béton RN10 dans la cavité	88
Figure 3.43 : forage au fond du pieu	89
Figure 3.44 : montage de la cage d'armatures	89
Figure 3.45 : Bétonnage le pieu avec de beton RN35	90
Figure 4.1 : Schéma de calcul	93
Figure 4.2 : Valeurs du facteur de portance K.	96
Figure 4.3 : Valeur de q_s selon les courbes A bis, A, B, C, D.	99
Figure 4.4 : Valeur de q_s selon les courbes E et F.	99
Figure 4.5: disposition des pieux en 2D prise à partir de GEO5	121
Figure 4.6 : vue de pieux en 3D prise à partir de logiciel GEO5	121

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : Mode de réalisation d'un pieu forés simple (Hasinavalona, 2013)	15
Tableau 1.2: Mode de réalisation d'un pieux forés tubes (Hasinavalona, 2013).	15
Tableau 1.3: Mode de réalisation d'un pieu battu (Hasinavalona, 2013).	16
Tableau 1.4 : Mode réalisation d'un pieu foré à la boue (Hasinavalona, 2013).	16
Tableau 1.5: Mode de réalisation d'un micro pieu (Hasinavalona, 2013).	17
Tableau 1.6: Valeur maximal du coefficient β (Elgonnoui, 2009)	20
Tableau 1.7: Les valeurs proposées par Caquot et Kérisel (Elgonnoui, 2009)	21
Tableau 2.1 : Les types de corrélations intégrés	39
Tableau 2.2 : Facteur de portance k_p	42
Tableau 2.3 : Catégories de sol par rapport au k_p	46
Tableau 3.1 : Réseaux routiers dans la wilaya de Tlemcen	58
Tableau 3.2 : Tableau de lithologie des formations principales	64
Tableau 3.3 : Caractéristiques de résistance a pression	65
Tableau 3.4 : Câblage de la poutre en T préfabriquée	70
Tableau 4.1 : Résultat de calcul de l'effort vertical à la tête et de la longueur du pieu.	93
Tableau 4.2 : Résultat de calcul pour combinaison ELU.	94
Tableau 4.3 : Résultat de calcul pour combinaison ELS.	94
Tableau 4.4 : Effort normal du au chargement pour groupe de pieu	95
Tableau 4.5 : Catégorie des sols selon la nature et la pression limite.	97
Tableau 4.6 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s.	98
Tableau 4.7 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon (DTU13.2).	101
Tableau 4.8 : Valeurs du facteur de portance K_p.	102
Tableau 4.9 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (Principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art)	104
Tableau 4.10 : Les valeurs de PL	106
Tableau 4.11 : Les valeurs de PL'	106
Tableau 4.12 : Les valeurs de q_s pour le long de pieu	106
Tableau 4.13 : Les valeurs de q_s pour le long de pieu	106
Tableau 4.14 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon Fascicule 62-Titre V.	108

Tableau 4.15 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon (DTU13.2)	110
Tableau 4.16 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon Fascicule 62-Titre V.	110
Tableau 4.17: Résultats d'application de l'entreprise et les résultats du code de calcul GEOFOND 1.22. (Avant incident)	116
Tableau 4.18: Résultats d'application de l'entreprise et les résultats du code de calcul GEOFOND 1.22. (Après incident)	117
Tableau 4.19 : Résultats calculés par méthode analytique et les résultats numériques du GEOFOND 1.22 selon DTU 13.2 ET Fascicule-62 (Avant incident).	118
Tableau 4.20: Résultats calculés par méthode analytique et les résultats numériques du GEOFOND 1.22 selon DTU 13.2 ET Fascicule-62 (Après incident).	119
Tableau 4.21 : Les résultats numériques des deux codes de calcul (avant incident et après incident).	123
Tableau 4.22: Résultats de la méthode analytique et GEO5 (avant incident).	125
Tableau 4.23: Résultats de la méthode analytique et GEO5 (après incident).	125

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

LISTE DES NOTATIONS

σ_{vs} : Contrainte totale verticale

A:Section du pieu;

A_b : l'aire de la section droite de la pointe du pieu, en m² ;

B : diamètre de pieu.

B₀ : Largeur de référence égale à 0,6 m ;

C_e:Le coefficient d'efficacité du groupe de fondations profondes avec un effet unique sur le terme de frottement.

C_u:La cohésion ;

D : la fiche du pieu, en m ;

D : La longueur du pieu

D_e : La hauteur d'encastrement mécanique

D_f : Fiche (longueur d'encrage) du pieu ;

e : Enfoncement moyen par coup de mouton

e': Enfoncement des derniers coups du mouton;

E:Module de déformation longitudinale.

E_m : Module pressiométrique

E_pI_p : Produit d'inertie du pieu ;

E_s : Module de réaction du sol

E_s : Module d'élasticité

f_{bc} : La contrainte admissible en compression du béton vaut

f_{c28} : La résistance du béton satisfait à la condition de la mise en tension

F_{cg;d}: Valeur de calcul de la charge de compression axiale sur le groupe de fondations profondes selon les combinaisons considérées ;

f_e : La limite d'élasticité

f_s : frottement latéral local unitaire moyen mesuré au CPT

h : Hauteur de chute;

h₀ : Hauteur de chute libre du mouton pour laquelle ne produit pas un enfoncement du pieu.

H_e : La longueur d'ancrage

h_i : hauteur de la couche du sol considérée

I : coefficient d'influence

k :coefficient de réaction (*KPa/m*)

K₀ : Coefficient de pression des terres au repos,

K_f: Module de réaction

K_p : Le coefficient de butée

K_q ; **K_c** : Coefficients de pression des terres de Hansen qui sont fonction de

L_c : La distance entre appareils d'appuis

L_G ; **B_G** : Les dimensions de groupe de pieux

L_{pré} : La longueur de la poutre préfabriquée

m: Coefficient empirique ;

M:Poids du mouton;

n : coefficient empirique, $n = 1$ pour les pieux forés ($n = 2$ pour les pieux battus) ;
 \tilde{N} : le nombre moyen de coups de l'essai SPT le long du fût du pieu ;
 N : le nombre de coups de l'essai SPT (pour l'enfoncement de 30 cm)
 P : Le périmètre du pieu, en m.
 P : Réaction du sol ;
 P : Force répartie sur le pieu (kN/m);
 p_f^* : La pression de fluage nette
 p_l^* : La pression limite nette
 P_s :Périmètre du pieu;
 Q : Charge portante admissible du pieu en N.
 Q_{adm} : La charge admissible
 q_c : Valeur moyenne de la résistance au cône statique (KPa)
 Q_p : Résistance de pointe.
 q_s :Frottement latéral unitaire
 Q_s : Frottement latéral.
 r : La réaction frontale du sol sur le pieu
 R_v : Le coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson.
 $R_{b;d}$:Valeur de calcul de la résistance de pointe d'une fondation profonde isolée ;
 $R_{c;k}$: résistance en compression caractéristique
 $R_{cg;d}$:Valeur de calcul de la résistance globale à la compression du terrain pour le groupe de fondations profondes
 R_h : le coefficient correcteur pour la profondeur du substratum ;
 R_k : le coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu ;
 $R_{s;d}$: Valeur de calcul de la résistance de frottement axial d'une fondation profonde isolée.
 $R_{t;cr;k}$: valeur caractéristique de la charge de fluage en traction
 S : La surface d'investigations géotechniques
 S :Section rendue homogène
 S_{ref} : Une valeur limite du tassement noté
 U_s : Pression interstitielle au niveau de l'essai,
 y : Déplacement horizontal du pieu ;
 z : Profondeur ;
 Z : L'épaisseur de la couche compressible
 Z_s : Cote altimétrique du niveau d'essai
 Z_w : Cote altimétrique du niveau de la nappe
 γ, C, ϕ : Caractéristiques du sol au niveau de la pointe et au-dessous.
 γ', C', ϕ' : Caractéristiques du sol au-dessus de la pointe du pieu;
 δ : Déplacement relatif du pieu
 σ_v : La contrainte verticale effective qui règne dans le sol
 $\phi'; \gamma$: Poids unitaire effectif du sol.
 α : Coefficient rhéologique du sol obtenu grâce
 γ_{cr} ; $\gamma_{s;cr}$: Les valeurs des facteurs partiels pour la charge de fluage en compression et traction
 σ_{HS} : Contrainte totale horizontale

α_j : Coefficient d'interaction pour l'espacement
(R_b)_{moyen} : résistance moyenne de la pointe
(R_c)_{moyen} : résistance moyenne en compression
(R_s)_{moyen} : résistance moyenne de frottement axial

LISTE DES ABREVIATIONS

(**ADA**) : L'algérienne des autoroutes
(**AEO**) : L'Autoroute Est-Ouest
(**BAEL**) : Béton Armé aux Etats Limites
(**BBMA**) : Béton bitumineux mince type A
(**CCTG**) : Cahier des Clauses Techniques Générales
(**CCTP**) : Cahier des Clauses Techniques Particulières
(**CPT**) : Essai pénétrométrique statistique
(**CRCC**) : China Railway Construction Corporation
(**DMT**) : Essai dilatométrique
(**DPT**) : Essai pénétrométrique dynamique
(**ELS**) : Etat limite de service
(**ELU**) : Etat limite ultime
(**LTPO**) : Laboratoire Des Travaux Publics d'ouest
(**MEF**) : Méthode d'éléments finis
(**PK**) : Point kilométrique
(**PMT**) : Essai pénétrométrique
(**RN**) : Route nationale
(**RPOA**) : Règlement parasismique algérien
(**SPT**) : (Essais de pénétration standard)
(**NF P 94-262**) : Norme d'application nationale française relative aux fondations profondes.
(**CCTP**) : Cahier des Clauses Techniques Particulières
(**RPOA**) : Règlement parasismique algérien
(**DTR**) : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, juin 2009
(**TBR**) : câbles à très basse relaxation (TBR)
(**RCPR**) : Règlement Construction Product Régulation
(**BET**) : Bureau d'études

(BCS) : Bureau de contrôle et suivi

INTRODUCTION GENERALE

Suite à l'essor mondial considérable de la technologie des pieux et sa large application en génie civil et maritime, la réponse d'un système de fondations sur pieux est devenue une préoccupation majeure des ingénieurs d'étude, des entrepreneurs, des bureaux de contrôle et des organismes de recherche.

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

La mauvaise portance des sols est un problème majeur qui nous oblige de rechercher le type de fondation adaptée pour assurer la stabilité des structures.

Le développement croissant en matière d'infrastructures en Algérie a souvent conduit à l'implantation des ouvrages fondés sur pieux. La difficulté des conditions géotechniques de certains sites est une source d'incertitudes quant à la conception et au dimensionnement des pieux.

Ce mémoire traite un thème si important pour les acteurs de la construction en Algérie, particulièrement suite à l'épanouissement du secteur des travaux publics par le lancement des grands projets, telle que l'autoroute Est-Ouest.

Le calcul de la capacité portante des pieux, l'estimation de leurs tassements et les fiches minimales qu'il faut leur donner, en vue d'atteindre un compromis entre la sécurité des ouvrages et l'économie dans leur réalisation, ont été et le sont actuellement un thème de recherche fort intéressant.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé selon le plan ci-dessous :

Dans le premier chapitre, on présentera quelques notions fondamentales sur les fondations profondes et plus exactement sur les pieux, les différents types et critères de choix de ces derniers ainsi que les méthodes d'exécution. On va définir par la suite la capacité portante des pieux et le calcul du frottement négatif.

Quant au second chapitre, les méthodes de calcul usuelles de la capacité portante seront abordées, en se basant sur les essais pressiométriques de Ménard et celles sur les essais pénétrométriques CPT, ceci permettra évidemment de déterminer la résistance de pointe et celle par frottement latéral.

Pour le troisième chapitre, il sera consacré à la description du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet-Tlemcen, la géologie, la sismicité de la région et les données de l'étude géotechniques. L'incident de la surconsommation du béton lors du bétonnage de 3 pieux au droit de l'appui P13 sera longuement discuté.

S'agissant du quatrième chapitre, il sera divisé en deux parties où la première sera dédiée aux calculs théoriques de la capacité portante, la deuxième partie sera consacrée à la modélisation numérique d'un pieu isolé utilisant le code de calcul GEOFOND 1.22, en se basant sur les essais pressiométriques réalisés ainsi que le code de calcul GEO5. Par la suite, une modélisation numérique d'un groupe de pieux utilisant le code de calcul GEO 5, sera effectué en se basant sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches rencontrées.

On terminera notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude tout s'appuyant sur l'esprit critique de l'ingénieur, et des recommandations pour des travaux futurs.

CHAPITRE 1 :

Notions sur les fondations profondes

CHAPITRE 1 : Notions sur les fondations profondes

I. Introduction

La fondation reste cet élément de la structure arborescente d'un ouvrage sans lequel ce dernier s'effondrerait au simple coup de vent. Elle constitue la base qui supporte toute la charge de l'ouvrage.

Toutefois, la qualité de la fondation dépend de la structure du sol qui doit la soutenir et du type d'ouvrage à être soutenu.

Les charges d'une construction reposent sur les fondations qui à leur tour, reposent sur le sol. Lorsqu'après les études géotechniques, le sol présente des qualités mécaniques inappropriées pour la stabilité de l'ouvrage, la recherche du sol adéquat se fait plus en profondeur.

C'est ce qu'on appelle les Fondations profondes. La fondation profonde désigne donc ce type de fondation qui est réalisée sur une surface aux qualités géologiques appréciables et qui se situe dans un sol en profondeur (à quelques mètres de la surface).

II. Fondations profondes

1. Définition

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter un ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondations (pieux forés ou battus, micropieux, barrettes ou parois moulés porteuses, caissons) permet de reporter les charges, dues aux structures, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

2. Classification des fondations

Les fondations sont des éléments structuraux nécessaires indispensables pour les constructions, traditionnellement on les classe selon l'encastrement relatif D/B et on distingue 3 types :

- Des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $\frac{D}{B} < 4$.
- Des fondations semi-profondes (puits) lorsque $4 < \frac{D}{B} < 10$
- Des fondations profondes (pieux) lorsque $\frac{D}{B} \geq 10$

Avec :

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel.

B : largeur ou diamètre de la fondation.

Au-delà de $\frac{D}{B} > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes (figure1.1).

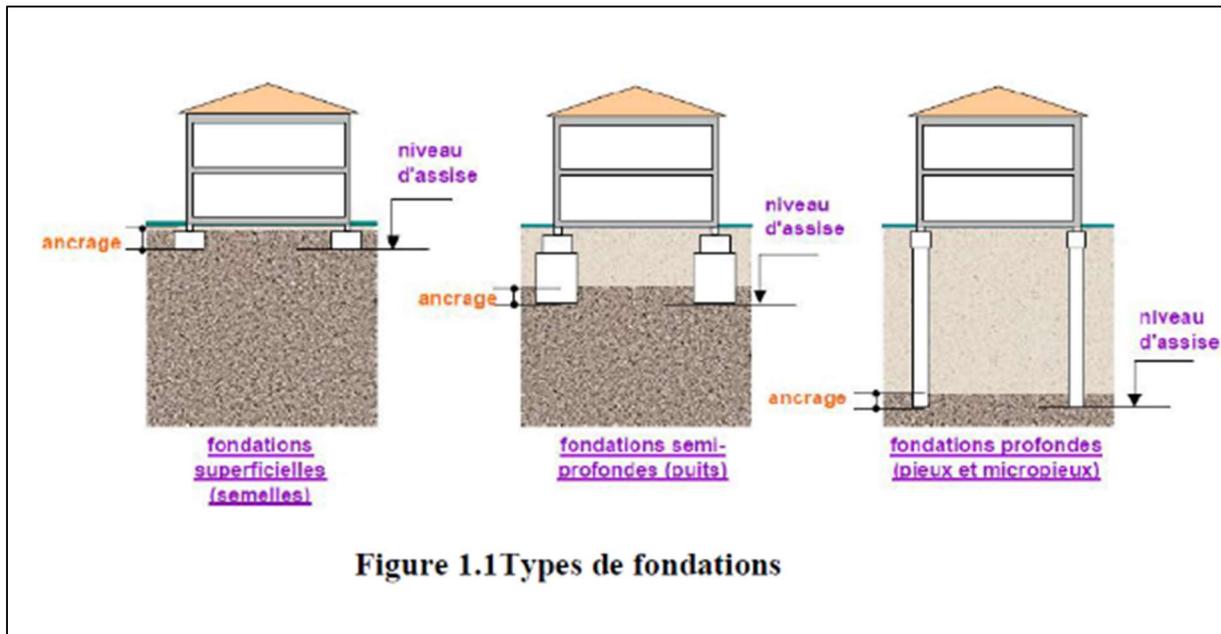


Figure 1.1 Types de fondations

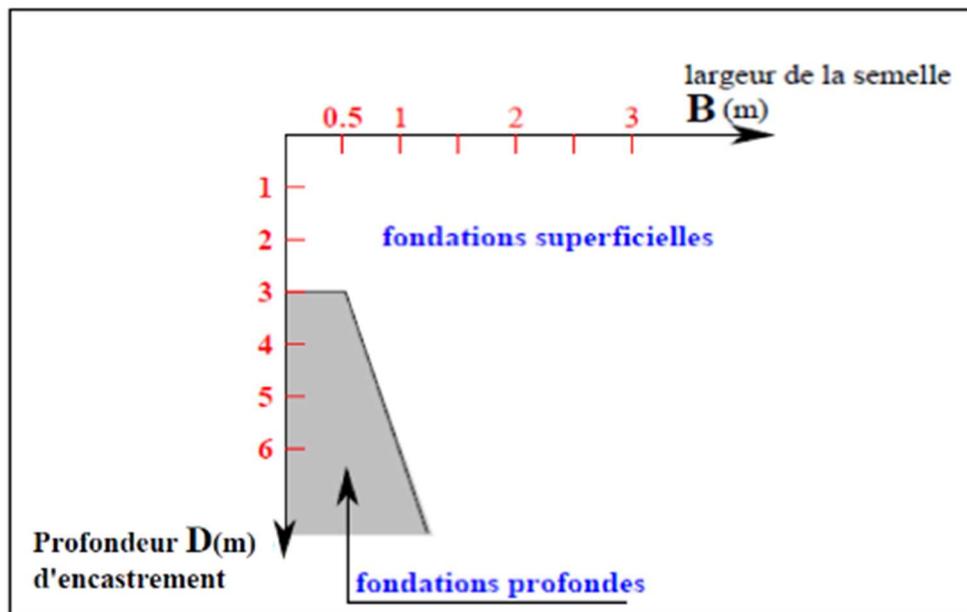


Figure 1.2 : Domaine des fondations (Frederic, 2008)

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « Pieu ».

3. Principe de fonctionnement d'une fondation profonde

Les fondations profondes mobilisent le sol :

- Par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur le substratum.
- Par frottement latéral seul dans le cas de pieux flottants c'est-à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente cas des sols argileux.
- Par frottement latéral et par effort de pointe lorsqu'il est impossible de descendre sur une couche suffisamment résistante.

4. Type de fondation profonde

On distingue deux principaux types de fondations profondes : **Les pieux** qui sont des fondations élancées et sont composées par la tête, la pointe et le fût. **Les puits** qui sont creusés à la main.

III. Les pieux

1. Définition

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Ils sont mis en place soit par fonçage soit par battage.

Les pieux battus sont des pieux préformés et maintenus en place par battage. En quoi Concernant les pieux forés, ils sont mis en œuvre un peu différemment car ils nécessitent un équipement spécifique pour le forage de trous dont la profondeur est basée sur La nature des couches de sol couvertes.

Dans un pieu, il y a en gros 03 parties : *'la tête'* qui reçoit directement les charges par le biais de la semelle de liaison, *'la pointe'* qui assure la transmission des charges entre la base du pieu et le sol et enfin *'le fût'* qui se localise entre la tête et la pointe ; cette zone a pour fonction la transmission des efforts. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e (figure 1.3). Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture de traversés par le pieu. (Plumelle, 2003)

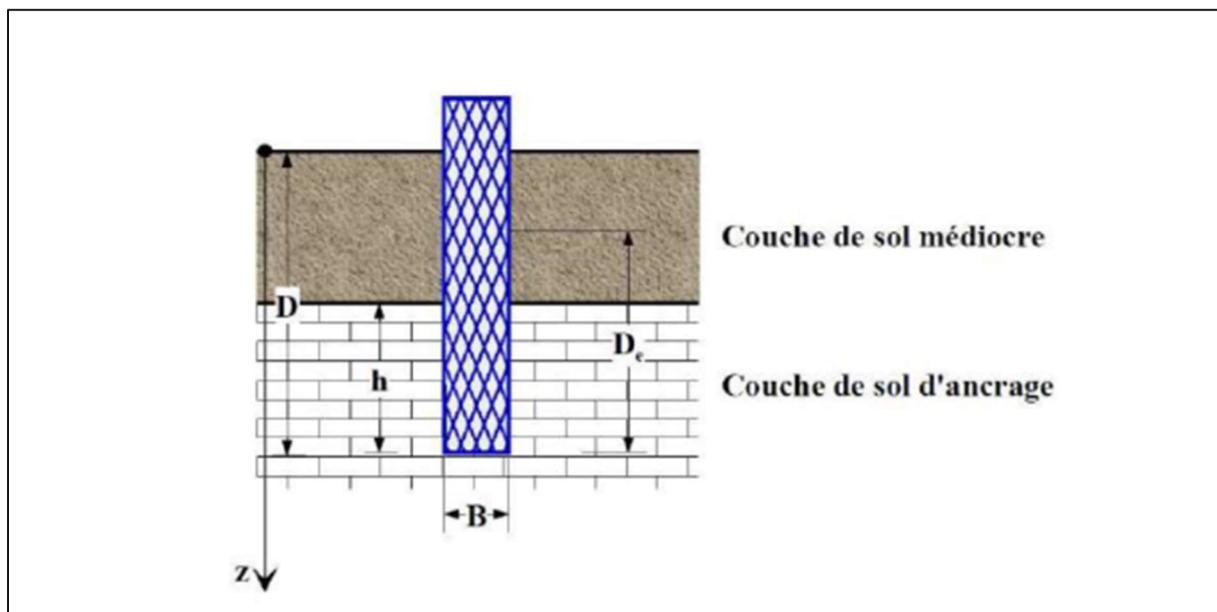


Figure 1.3 : Définition de la hauteur d'encastrement L et mécanique D_e citée (C. Plumelle, 2003).

2. Cas d'application

Chapitre 1 : NOTIONS SUR LES FONDATIONS PROFONDES

Les pieux sont utilisés lorsque le sol n'est pas suffisamment résistant, stable ou homogène pour assurer une stabilité à la structure.

-Si le sol possède une couche plus dure mais en profondeur, les pieux seront disposés de telle façon à ce que les charges de la structure soient transmises à cette couche.

-Si le sol ne possède aucune couche suffisamment solide pour soutenir le pont, les pieux transmettront les efforts au sol par frottements sur la surface des pieux.

-Les pieux sont aussi couramment utilisés dans d'autres domaines d'application, comme la construction sur pilotis, la construction marine, la réparation de fondations par micro pieux, ou encore à titre préventif pour prévenir les dommages dus aux activités sismiques.

3. Principaux types de pieux

On distingue **3 grandes classes de fondations profondes** :

- Les pieux mis en place **par refoulement du sol**

Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment ; ce qui génère un bon frottement latéral.

- Les pieux mis en place **sans refoulement du sol**

Ils concernent les pieux forés et les puits (catégories 3 et 4). Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés)

- Les fondations injectées

Elles concernent les parois moulées, les barrettes.

D'autres types de fondations existent, mais ils sont plutôt classés comme **renforcement de sol**

:les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses)les

colonnes de jet-grouting (forage puis injection de liant haute pression en remontant)

les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm) en remontant)

les picots de sable (fonçage d'un tube de petit diamètre, puis introduction de sable vibro-compacté)

Les plots pilonnés (excavation à la pelle mécanique, puis introduction de matériaux granulaires sains subissant un

pilonnage intensif)

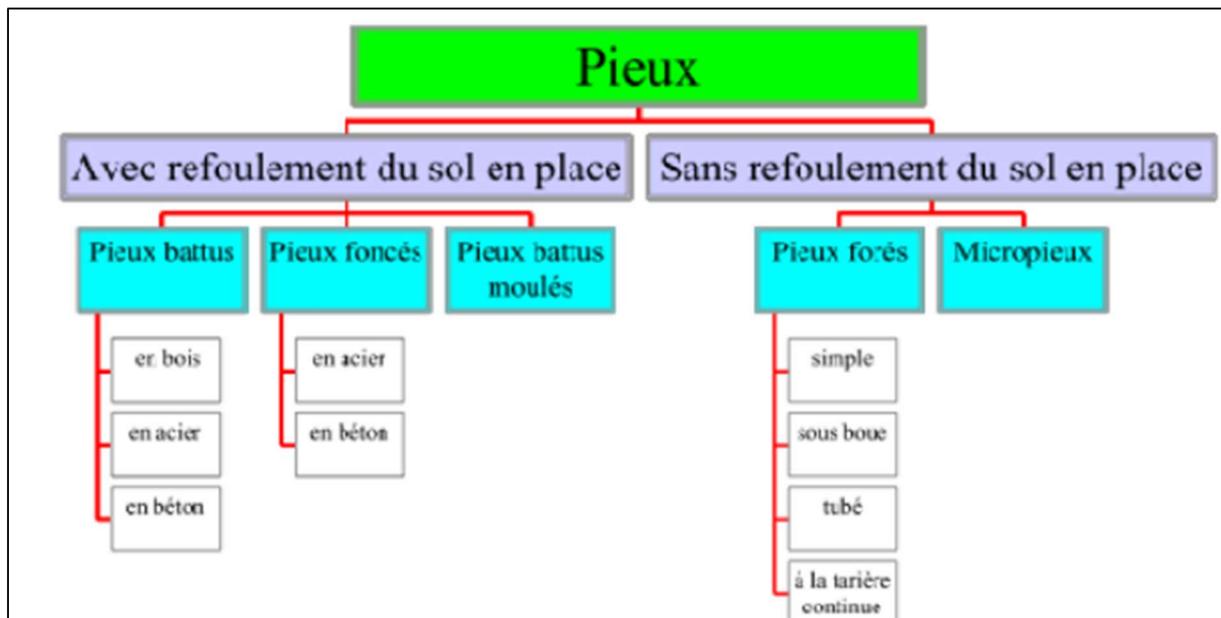


Figure 1.4 : Classification des pieux selon EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000).

3.1 Principes d'exécution des principaux types de pieux

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux. Les principaux types de pieux sont les suivants.

A. Pieux refoulant le sol à la mise en place

Les principaux types de pieux entrant dans ce groupe sont tous les pieux battus ainsi que les pieux vissés :

- **Pieu battu préfabriqué :**

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage, ou vibro-fonçage (figure 1.5). (Bouguenina, 2017)



Figure1.5 :Pieu battu préfabriqué.

- **Pieux métalliques battus**

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier **E24.2** ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont (figure 1.6) :

- ✓ En forme de H,
- ✓ En forme d'anneau (tube),
- ✓ En forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers. (Bouguenina, 2017)

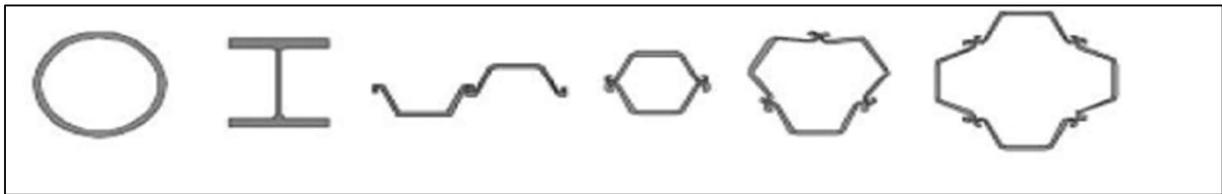


Figure1.6 : Profils métalliques battus (Bouguenina, 2017)

- **Pieux en béton foncés**

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 m à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre.

Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction. (Mrabent, 2016)

- **Pieux métalliques foncés**

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction. (Mrabent, 2016)

- **Pieux battus moulés**

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés (figure 1.7). (Bouguenina, 2017)



Figure1.7 : Pieux battus moulés.

- **Pieux vissés moulés**

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe, en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil (Frank et al .2016).

- **Pieu vissé tubé**

Il s'agit d'un pieu vissé constitué d'un tube, d'un outil et d'une pointe perdue.

B. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

- **Pieux forés simples (barrette exécutée dans les mêmes conditions)**

Mis en oeuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas de soutènement de parois, ne s'applique que dans des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

(Bouguenina, 2017)

- **Pieux forés avec boue et barrettes**

Mis en œuvre à partir d'un forage préalable exécuté dans le sol, sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu (figure 1.8). Possibilité d'atteindre les grandes profondeurs (30 voire 40m).



Figure 1.8: Pieux forés avec boue.

- **Pieux forés tubés**

Le procédé consiste à foncer préalablement un tubage, au sein duquel on réalise un forage, on coule le béton et on récupère graduellement le tubage.

- **Pieux tarières creuses**

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain.

La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (figure 1.9). (Bouguenina, 2017)

Le ferrailage est alors mis en place. Une combinaison de tarière creuse et du foré tubé, les deux éléments tournant en sens inverse, permet de réaliser un pieu dans le terrain ou le sol ne se tient pas (technique appelée pieu à la tarière double). (Bouguenina, 2017)



Figure 1.9: Pieux tarières creuses.

- **Les micros pieux**

Les micros pieux sont des pieux forés de diamètre inférieurs à 250 mm, généralement entre 76 et 200 mm, qui comportent des armatures centrales scellées dans un coulis de ciment travaillant uniquement au frottement latéral.

On classe d'après EUROCODE 7 suivant le matériel de forage et les techniques d'injection 4 types de micro pieux.

A côté de ces micros pieux, dont l'exécution est " normalisée" on utilise d'autres types de micro pieux, en particulier les micros pieux auto foreurs (figure I.10).



Figure I.10 : Les micros pieux

❖ **Différent type des micros pieux :**

• **Le micro pieu type I**

Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier. Ce procédé ne peut être employé dans les terrains comportant des cavités ou des fissures importantes sans remplissage préalable. Dans les sols mous, ce type de pieu doit être vérifié au flambement. Un micro pieu de ce type ne permet que la transmission d'efforts de quelques dizaines de tonnes suivant son axe. Sa résistance à la flexion est faible.

• **Le micro pieu type II**

Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.

Dans les sols mous, ce type de pieux doit être calculé au flambement.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

Un micro pieu de ce type peut permettre la transmission d'efforts importants.

• **Le micro pieu type III**

Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.

L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa.

L'armature est constituée soit par :

- Un type à paroi épaisse (tube) ;
- Des barres d'acier raccordées bout à bout ;
- Un faisceau de barres en acier placées à l'intérieur d'un tube en acier de limite élastique comparable.

- **Le micro pieu type IV**

Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective.



Figure1.11 : Schéma représentant un exemple de micro pieu

C. Les fondations injectées :

Elle concerne les parois moulées, les barrettes.

- **Les parois moulées :**

Paroi constituée d'une juxtaposition de panneaux verticaux en béton armé, réalisés par moulage dans le sol depuis la surface. Il peut s'agir de paroi de soutènement ou de parois pouvant jouer un rôle porteur (culée, piédroit ou pile) après excavation des terres, et peut servir, comme des fondations.



Figure1.12 : Exemple des parois moulées.

- **Les Barrettes :**

Élément de fondation en béton armé réalisé par moulage dans le sol et présentant une forme parallélépipédique en règle générale. La combinaison de barrettes permet d'obtenir des fondations profondes de sections diverses (en croix, en T, en H, etc.).



Figure1.13 : Mises en place de barrette.

- **Les puits**

Les puits sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m².

Les parois du puits sont soutenues par un blindage qui peut être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.



Figure 1.14 : Puit

IV. Mode de réalisation des pieux

Dans ce paragraphe, on va présenter les différents modes de réalisations de pieux. Ces modes sont synthétisés dans les tableaux.

- **Pieux forés simple : Forage sans blindage**

Tableau1.1 : Mode de réalisation d'un pieu forés simple (Hasinavalona, 2013)

Pieux forés simple : forage sans blindage :	
1	Mise en fiche, réglage, préforage.
2	Mise en place d'un tubage provisoire partiel.
3	Forage à la tarière.
4	Ancrage au carottier.
5	Mise en place d'armatures partielles ou totales et bétonnage au tube plongeur introduit à l'intérieur de la cage d'armatures
6	Contrôle de l'arasé béton.

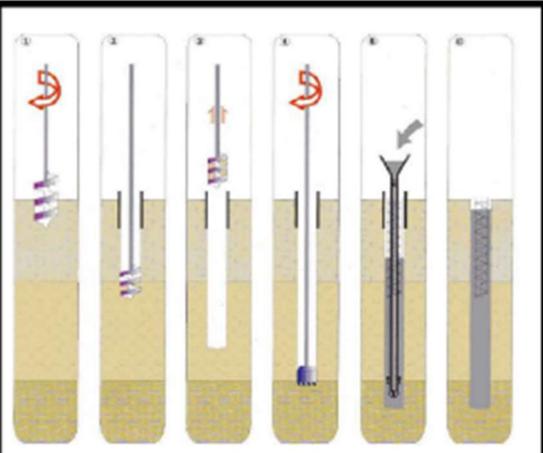


Figure 1.10 : pieux forés simple

- **Pieux forés tubés : Forage avec blindage métal**

Tableau 1.2: Mode de réalisation d'un pieu forés tubes (Hasinavalona, 2013).

Pieux forés tubés : forage avec blindage métallique	
1	Mise en fiche, réglage, préforage.
2	Vibrofonçage du tube de travail (tube métallique provisoire non obturé à sa base)..
3	Forage et extraction des terres.
4	Mise en place des armatures (Partielles ou totales.).
5	Bétonnage au tube plongeur. En cas de présence d'eau, l'eau est chassée par le béton et récupérée en partie supérieure
6	Extraction du tube de travail

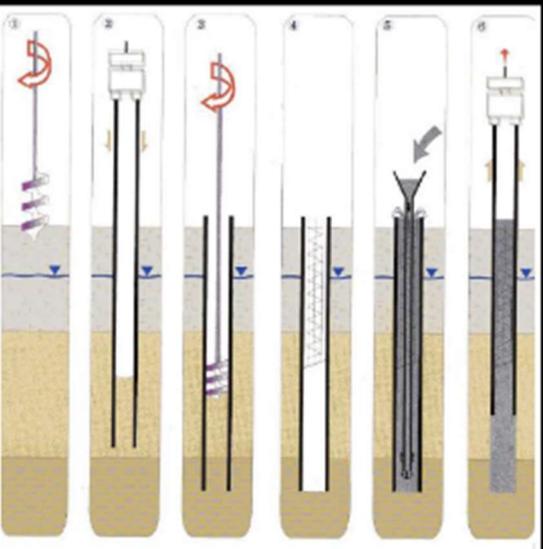


Figure 1.11 : pieux forés tubés

- **Pieux forés battus : Pieux à tube battu moulés dans le sol**

Tableau 1.3: Mode de réalisation d'un pieu battu (Hasinavalona, 2013).

Pieux forés battus : pieux à tube battu moulés dans le sol	
1	Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque perdue.
2	Fonçage du tube par battage au mouton hydraulique ou diesel (compression du sol).
3	Forage et extraction des terres.
4	Mise en place des armatures (partielles ou totales.).
5	Bétonnage par tube Plongeur.
6	Extraction du tube de travail (avec vibration si nécessaire).

Figure 1.12: pieux battus

●Pieux forés à la boue

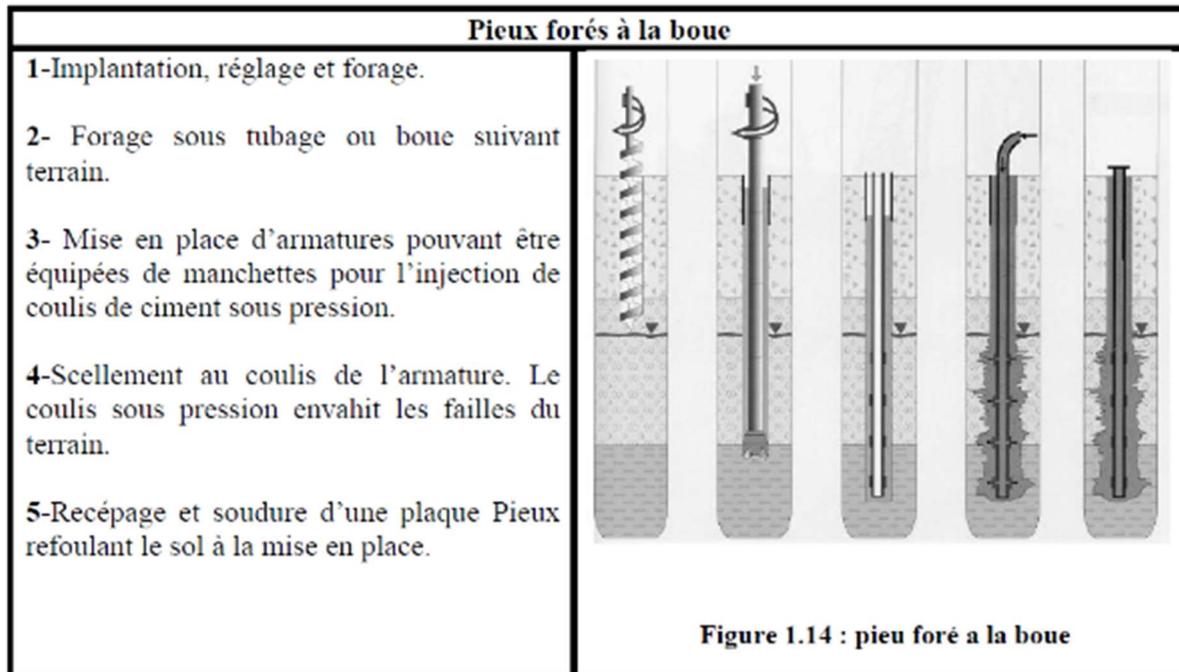
Tableau 1.4 : Mode réalisation d'un pieu foré à la boue (Hasinavalona, 2013).

Forés à la boue	
1-Implantation, pré forage, mise en place de la virole.	
2-Mise en œuvre de la boue.	
3- Forage sous charge de boue.	
4-Recyclage de la boue, mises-en place des armatures, bétonnage au tube plongeur. La boue remonte par gravité, elle est récupérée et recyclée.	
5-Tube plongeur relevé par éléments, fin du bétonnage.	
6- Extraction virole, contrôle arase béton.	

Figure 1.13: pieux forés à la boue

- Micropieux

Tableau 1.5: Mode de réalisation d'un micro pieu (Hasinavalona, 2013).



V. Choix du type de pieux

Le choix du type de pieu dépend :

- La nature des couches rencontrées dans le terrain.
- La présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines.
- Des charges à reprendre.
- L'environnement du chantier.
- Coût d'exécution.
- Matériel et de la technicité de l'entreprise. (Hassini, 2016)

VI. Notions de capacité portante et de tassement :

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer :

« La capacité portante » et « le tassement ». L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation.

Le cas échéant, il devra alors vérifier que le tassement du sol « qui est la déformation verticale du sol à la surface » reste dans les limites admissibles.

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surface de glissement dans ce dernier. Le dimensionnement d'une fondation consistera principalement à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité.

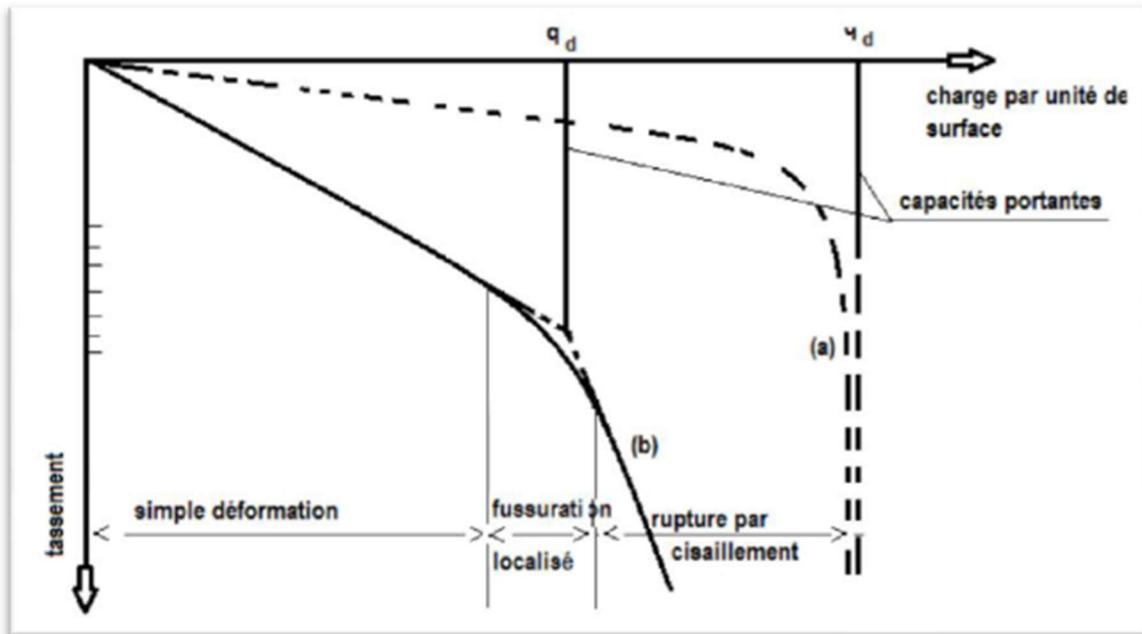


Figure 1.15 : Courbes chargement-tassement dans les cas de sol raide et de sol mou.

Cas (a) : sol relativement compact ou résistant « cas de sable »

Cas (b) : sol peu compact ou relativement mou « cas de sols argiles »

VII. PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT

1. Cas d'un pieu isolé

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- section de la base du pieu
- à la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, **le frottement sol-pieu est négatif**. Cela a pour conséquence de **surcharger** le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), **on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer** l'effet du frottement négatif.

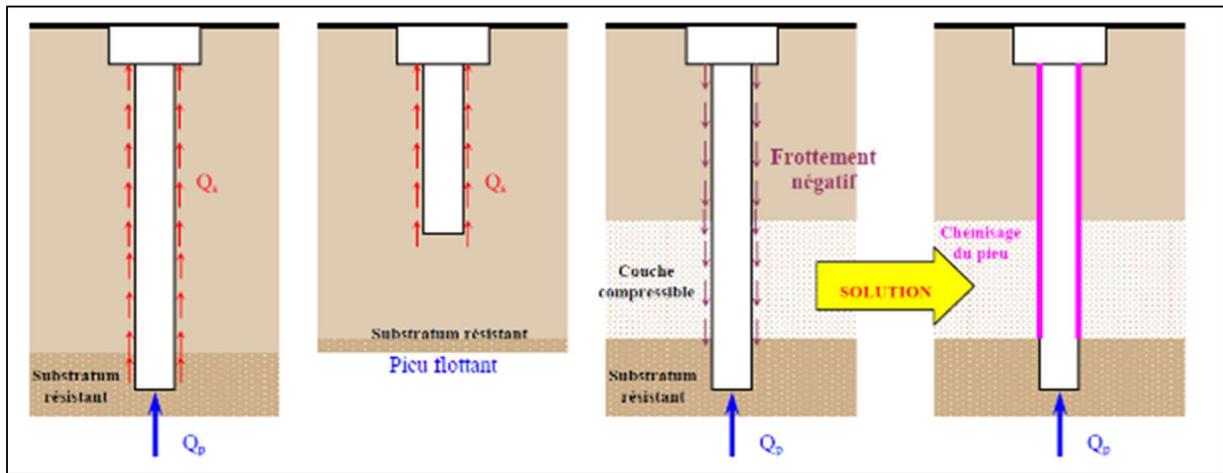


Figure 1.16 : Définition du pieu isolé selon le mode de fonctionnement (tstp , 2008).

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

1.1 Capacité portante d'un pieu

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

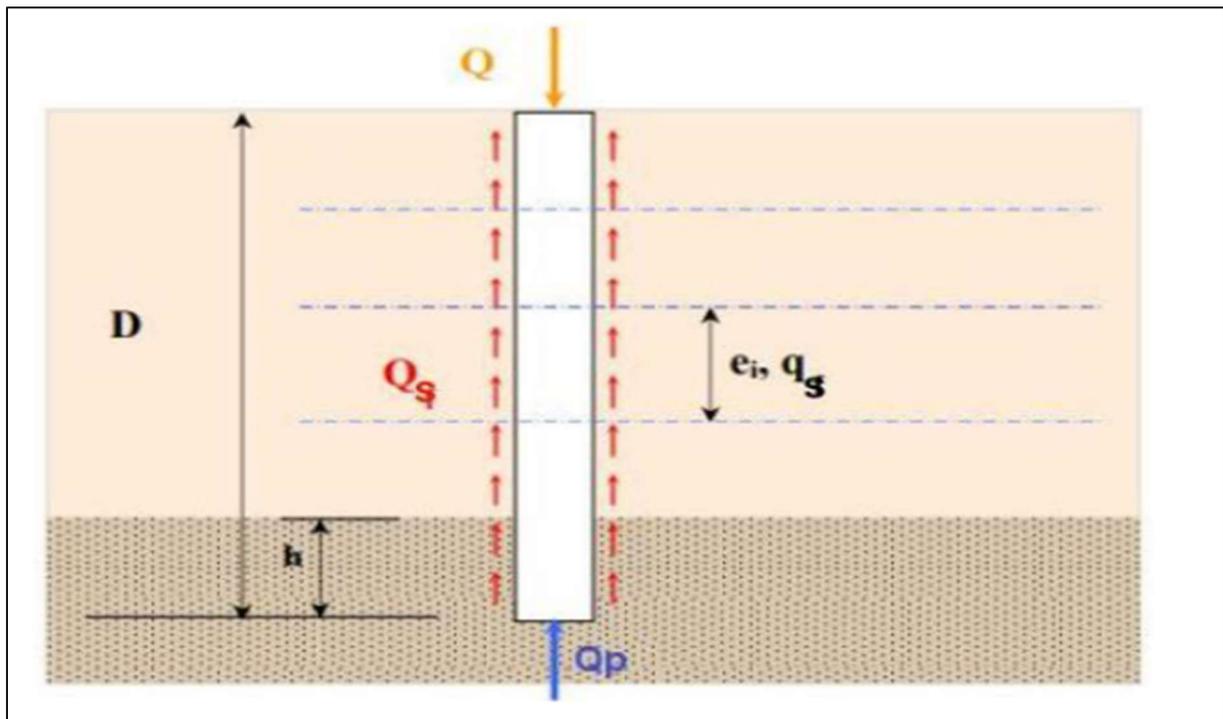


Figure 1.17 : Comportement d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.

La charge limite Q_l supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe $Q_p = A \times q_p$ correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite $Q_s = p \cdot \sum h_i \times n_i q_{si}$ sous la base du pieu et la charge limite mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol, d'où la formule suivante de Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (1.1)$$

- qp**: Contrainte limite de pointe (en kPa)
- qs**: Frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa)
- A** : Section droite du pieu (en ml) ;
- P**:Périmètre du pieu (en m]:
- n** : Nombre de couches traversées par le pieu ;
- h**:Epaisseur de la couche i [en m) ;

1.2 Frottement latéral :

$$Q_s = p \cdot \sum_i^n h_i \times q_{si}$$

Le frottement latéral total est donné par la formule :

Avec :

- p**: Périmètre du pieu
 - hi**: Épaisseur de la couche i (hi = D pour la couche d'ancrage)
 - qsi**: Frottement latéral unitaire de la couche i
 - n**: Nombre de couches traversées ou atteintes par le pieu.
- Pour un milieu cohérent, le frottement latéral unitaire évalué à partir de la cohésion non drainée *Cu* par la formule :

$$qs = \beta \cdot Cu$$

Avec

β : Coefficient généralement ≤ 1 qui dépend de la cohésion et du type du pieu. Les valeurs de **β** sont données dans le *tableau 1.6*.

Type de pieu	Nature du fût	β
Pieux forés de gros diamètre	fût en béton	0.6
Pieux forés	fût en béton	0.7
	fût métal	0.5
Pieux battus	fût en béton	0.7
	fût métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1.5

Tableau 1.6: Valeur maximale du coefficient β (Elgonnoui, 2009)

1.3 Résistance de pointe

Lorsque l'ancrage *D= Dc* la contrainte limite de pointe est calculée de la manière suivante :
 Pour les sols pulvérulents :

$$q_{pl} = a \cdot Nq_{max} + \lambda \cdot Nc_{max} \dots \dots \dots (1.2)$$

a: Terme constant ayant les dimensions d'une pression a= 0.05 MPa.

Chapitre 1 : NOTIONS SUR LES FONDATIONS PROFONDES

Pour les sols purement cohérents ($uu=0$):

$$q_p = 7\lambda \cdot C_{uu} \dots \dots \dots (1.3)$$

λ : Coefficient de forme.

$\lambda = 1.3$ Pour les pieux à section circulaire ou carrée.

$$\lambda = 1 + 1.3 \frac{B}{L}$$

Pour les barrettes et parois de forme allongée (L = plus grande dimension de la section horizontale des fondations). (Hasinavalona, 2013)

c et C_{uu} : cohésion du sol de la couche d'ancrage.

D : l'ancrage d'un pieu.

D_c : La profondeur critique est la valeur de l'ancrage D à partir de laquelle la contrainte à la rupture sous la pointe de la fondation profonde n'augmente plus et atteint une valeur constante appelée : contrainte limite de pointe q_{pl} qui est fonction de la nature et de la compacité du sol. On peut adopter les valeurs de D_c comme suit :

- ✓ Dans une monocouche (sol homogène) : $D_c = \max \{6B ; 3 \text{ mètres}\}$.
- ✓ Dans un multicouche vrai, l'ancrage critique sera pris égal à $3B$.

N_{qmax} Et N_{cmax} : facteurs de force portante en fonctions de l'angle de frottement interne (Tableau 1.7)

Φ' degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_{qmax}	1	1.8	3.4	6.5	13	26	57	134	355	1096
N_{cmax}	7	9.6	13.	20.6	32	54	97	190	421	1095
N_{cmin}	5.14	6.5	8.5	11	15	21	30	46	75	135

Tableau 1.7: Les valeurs proposées par Caquot et Kérisel (Elgonnoui, 2009)

- Lorsque $D < D_c$, la résistance de pointe est déterminée par la formule :

$$q_p = \alpha \cdot \frac{D}{D_c} N_{qmax} + \lambda \cdot c \times [N_{cmin} + \frac{D}{D_c} (N_{cmax} - N_{cmin})] \dots \dots \dots (1.4)$$

Avec N_{cmin} : facteur de cohésion minimal

La notion de sécurité et charge admissible est déterminée en prenant un coefficient de sécurité de 3 pour la somme et 2 pour l'effet de point.

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{3} \text{ et } Q_{adm} = Q_p \cdot 2 \dots \dots \dots (1.5)$$

2. Cas d'un Groupe de pieux

Les pieux sont dans la pratique, presque toujours battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence de ce voisinage sur la force portante de chaque pieu du groupe et le tassement de l'ensemble. Lorsque les pieux sont rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé. (MONTCHO, 2005)



Figure 1.18 : groupe de pieux (Elgonnoui, 2009).

2.1 Effet de groupe sur la capacité portante

On considère ici essentiellement les pieux flottants, pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe. Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe est presque inexistant : La charge transmise par l'ouvrage divisée par le nombre de pieu.

On définit en général un coefficient dit coefficient d'efficacité pour la détermination de la charge limite d'un groupe de pieux, qui est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet d'évaluer la force portante de l'un des pieux du groupe. Il se définit comme suit :

$$c_e = \frac{Q_{gl} - Q_{il}}{\sum Q_{il}} \dots \dots \dots (1.6)$$

N : nombre de pieu.

Q_{gl}: Charge limite d'un groupe de pieux.

Q_{il} : Charges limites de chaque pieu isolé. (MONTCHO, 2005)

- **Groupe dans un sol cohérent**

a. L'entre-axe « d » des pieux est supérieur ou égale à trois fois le diamètre des pieux, «**d** ≥ **3B**», le coefficient d'efficacité « **C_e** » est donné par :

- **La formule de Converse-Labarre:**

$$c_e = 1 - \frac{2 \cdot \arctan\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \dots \dots \dots (1.7)$$

Avec :

B : diamètre d'un pieu (m)

S : entre-axes (m),

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

b. L'entre-axe « d » des pieux est inférieur à trois fois le diamètre des pieux, «**d** ≤ **3B** »

On considère l'ensemble des pieux et le sol qu'ils enserront comme une fondation massive fictive de périmètre P et de longueur D.

La charge limite de point Q_p se calcule comme celle d'une fondation superficielle ou profonde selon le rapport D/B . s'il existe une couche molle sous-jacente, il faut considérer la fondation comme fondée sur une bicouche

La charge limite du frottement latéral Q_s pour un milieu homogène est :

$$Q_s = P \cdot c_u \cdot D \dots (1.8)$$

c_u : Cohésion apparente

La capacité portante à retenir pour le groupe est alors la plus petite des deux valeurs suivantes:

- ✓ Capacité portante de la fondation massive fictive
- ✓ N fois la capacité portante du pieu isolé.

On trouve, en général, qu'il s'agit de la capacité portante de la fondation massive fictive dès que

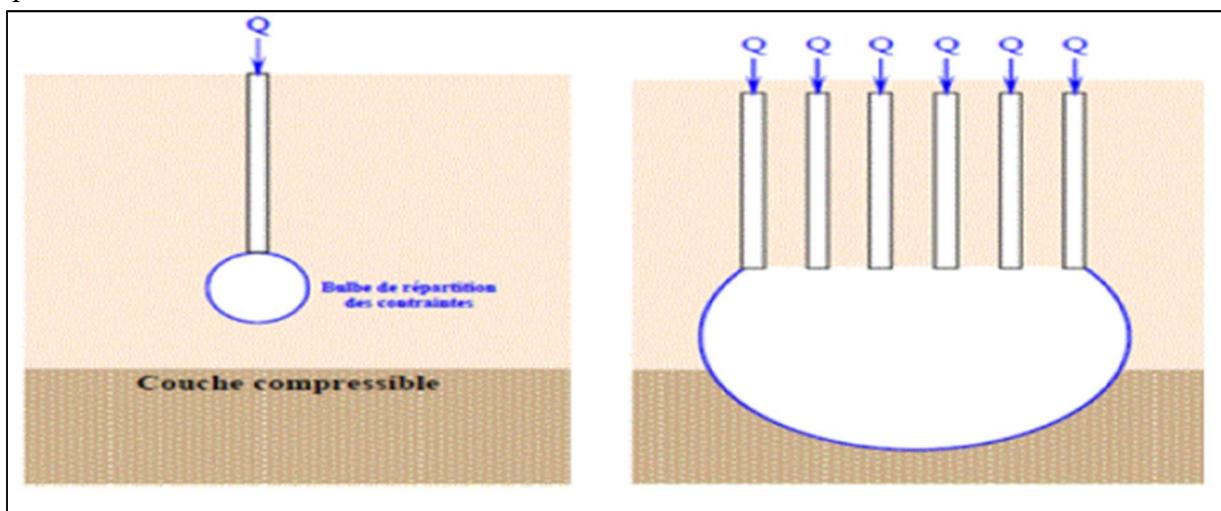


Figure 1.19: Pieu isolé la zone compressible n'est

Pas influencée par le pieu

L'effet radier du groupe de pieux

l'entre-axe est inférieur à 3 diamètres.

Par ailleurs, la transmission des contraintes en profondeur sous un groupe est différente de celle sous un pieu isolé. Il y a en effet, interférence des contraintes induites par chaque pieu et un effet radier apparaît dans la figure suivante :

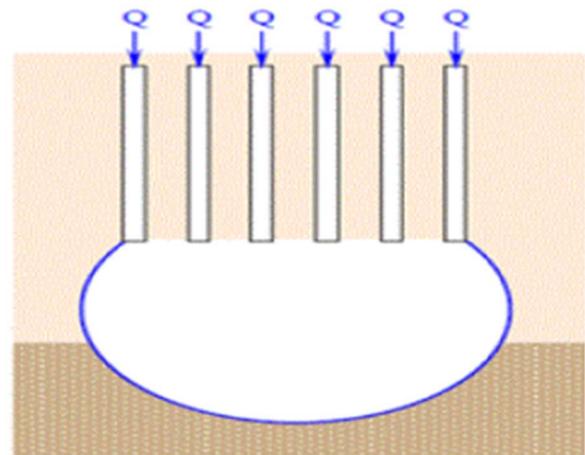


Figure 1.20: Groupement de pieux

la zone compressible est influencée par

2.2 Groupe dans un sol sans cohésion

Dans un sol pulvérulent, il y a moins d'interaction entre les pieux d'un groupe

$$C_e = 1 ; Q_l (\text{Groupe}) = N \times Q_l (\text{unité}) \dots (1.9)$$

2.3. Tassement d'un groupe de pieux

- Méthode de TERZAGUI:

TERZAGHI a proposé la méthode suivante pour prévoir le tassement d'un groupe de pieux flottants, dans l'argile. On considère une semelle fictive située aux 2/3 de la longueur des pieux et qui supporte la charge F appliquée à la semelle de liaison augmentée éventuellement,

en fonction du cas de charge envisagé, du frottement négatif G_{sn} sur les pieux. (MONTCHO, 2005)

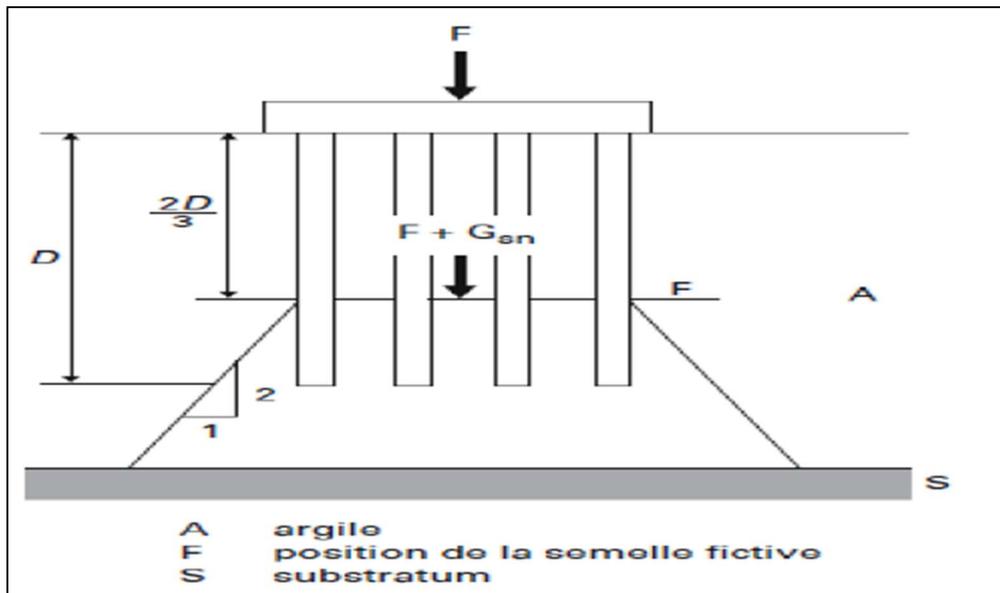


Figure 1.21 : Calcul de tassement d'un groupe de pieux (Elgonnoui, 2009).

VIII. Dimensionnement des pieux

Le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoires, de l'essai pénétrométrique ou de l'essai pressiométrique.

Actuellement la **méthode pressiométrique** donne de bons résultats quel que soit le type de sol.

IX. Discussion de cavité

1. La présence d'une cavité

La présence d'une cavité engendre la modification de l'équilibre des éléments dans le sol. Pour tous les types de cavités, des dégradations sont à prévoir du fait que les caractéristiques mécaniques du matériau encaissant diminuent progressivement

Il existe 2 types de cavités : les cavités naturelles et les cavités d'origine anthropique (ce sont les carrières souterraines, les caves, les habitations troglodytiques et les ouvrages civils).

Ce qui fait la dangerosité d'une cavité repose bien souvent sur les mouvements de terrains qui découlent de leurs dégradations. Ceux-ci peuvent être de différentes natures. On distingue les mouvements lents (quelques millimètres par an), des mouvements rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux et de leurs structures. Ils n'ont donc pas tous les mêmes impacts sur les personnes et leurs biens, le paysage et l'aménagement du territoire.

Les principaux risques résultant de la présence de cavités correspondent à la manifestation en surface de désordres dont les effets diffèrent en fonction du mode de rupture et de la nature des terrains formant le recouvrement.

On distinguera essentiellement parmi ces risques, l'effondrement localisé de type "fontis", l'effondrement localisé par rupture de quelques piliers et l'effondrement généralisé nommé également "effondrement spontané".

2. Les différents types de cavités

Notre sous-sol est traversé par un nombre considérable de cavités souterraines, naturelles ou liées aux activités humaines.

2.1 Cavités naturelles

La majorité des cavités naturelles sont créées par la dissolution des roches sédimentaires due à la circulation de l'eau formant des cavités de tailles très variables.

On distingue trois types de cavités naturelles :

- les cavités de dissolution ;
- les cavités de suffosion ;
- les cavités volcaniques.

2.2 Les cavités de dissolution

Les cavités de dissolution, ou cavités karstiques, peuvent constituer un réseau plurikilométrique de boyaux et de salles dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres, et la surface plusieurs dizaines de mètres carrés. Ces "karsts" peuvent être vides, noyés ou obstrués/comblés par des sédimentations secondaires. Ils résultent de la dissolution des roches alcalines souterraines par les eaux d'infiltration que leur charge en gaz carbonique rend légèrement acides.

La dissolution est un processus dont les effets diffèrent en fonction des milieux. Dans le calcaire, c'est un long processus évolutif à l'échelle de temps géologique. Au contraire, dans le gypse, la vitesse de dissolution est significative et une cavité est susceptible d'évoluer à l'échelle décennale, en particulier dans le cas de reprise de circulations d'eaux. Dans le sel, l'évolution peut être encore plus rapide.

2.3 Les cavités de suffosion

Les cavités de suffosion sont des cavités de plus petites dimensions, pouvant atteindre plusieurs m³. Formées par l'érosion due à la circulation de l'eau, les cavités de suffosion se développent particulièrement dans les formations sédimentaires meubles.

2.4 Les cavités volcaniques

Comme les cavités karstiques, les cavités volcaniques sont constituées de boyaux et de salles. En revanche, elles sont de dimensions plus modestes et ne présentent pas d'évolution dans le temps du volume du vide.



Figure 1.22 : Réalisation de levés géologiques dans le cadre de l'étude de sécurisation du tunnel de lave de Citron Galet à La Réunion.

2.5 Cavités anthropiques

Les cavités anthropiques, c'est-à-dire d'origine humaine, sont multiples : des carrières (essentiellement à faible profondeur, de 5 à 50 mètres), des mines, des troglodytes (à flanc de coteaux), des caves (en zones bâties), ainsi que des ouvrages civils ou militaires.

2.6 Les carrières

Développées pour l'exploitation des matières premières minérales (pour la construction, l'industrie ou l'agriculture), les carrières sont à l'origine de cavités souterraines d'une surface parfois importante (jusqu'à plusieurs dizaines d'hectares) ou centrées autour d'un puits (par exemple dans le cas des marnières).

Généralement situées entre 5 et 50 mètres (parfois moins de 5 mètres en Gironde) les cavités souterraines issues de carrières peuvent localement atteindre 60 à 70 mètres dans certaines exploitations de craie (aux environs de Meudon et en Normandie) et de gypse (dans le Bassin de Paris, la Provence ou le Jura) et exceptionnellement plus d'une centaine de mètres pour certaines exploitations de roches dures situées à flanc de montagne dans le Jura, les Pyrénées et les Alpes.



Figure 1.23 : Carrière souterraine (Orléans, 2019) BRGM - S. Yart

2.7 Les installations troglodytiques et les caves

Creusées pour des besoins de remisage, de stockage (caves vinicoles), d'activité industrielle (hors carrière) ou agricole, d'habitat, ou d'aménagement d'installations à usage collectif (églises, fours, pressoirs, etc.), les installations troglodytiques et les caves sont généralement proches de la surface et d'une superficie généralement limitée à 1 ou 2 pièces.



Figure 1.24 : Habitations troglodytiques creusées dans le tuffeau de Touraine (Saumur-Champigny, Maine-et-Loire, 2007). BRGM - F. Michel

2.8 Les ouvrages civils

On regroupe sous cette appellation les cavités à usage d'adduction et de transport (aqueducs, tunnels routiers, tunnels ferroviaires, souterrains pour les piétons...), ainsi que les souterrains et abris refuges qui bordent de nombreuses demeures historiques. Les dimensions de ces cavités diffèrent en fonction de leur usage et peuvent atteindre jusqu'à 100m².



Figure 1.25 : Galerie de reconnaissance du tunnel Lyon-Turin. (Modane, Savoie, 2006). BRGM - F. Deverly.

2.9 Les ouvrages militaires enterrés (sapes, tranchées et galeries)

Creusés pour des besoins militaires (abri des troupes, pénétration des lignes ennemies), ces ouvrages (tranchées, galeries d'accès, salles souterraines) se situent en général dans des zones à topographie relativement plate. Si l'histoire et les archives nous indiquent les régions potentiellement affectées et permettent de localiser une partie des ouvrages, leur emplacement précis n'est le plus souvent pas connu. Répartis en véritables réseaux, ils étaient reliés entre eux d'une façon difficilement repérable.

Conclusion

À la lumière de cette recherche bibliographique, nous avons abordé les principes généraux des fondations profondes. Nous avons présenté les différentes classes des pieux, que ce soit selon leurs modes d'exécution ou bien suivant le mode de fonctionnement, par la suite, on a donné les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations profondes pour les sols pulvérulents et les sols cohérents pour les pieux isolés et groupe de pieux.

La capacité portante et le tassement. On devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation ; Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations.

Chapitre 2 :
Méthodes de calcul usuelles de la
capacité portante

I. Méthodes de calcul usuelles de la capacité portante :

1. Introduction :

On développe ici principalement les méthodes de détermination de la capacité portante des pieux basées sur les résultats d'un essai statique de chargement ou sur les résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques. Ces recommandations sont issues des résultats de plus de 200 essais de chargement statique de pieux en vraie grandeur réalisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis 1964. Elles forment les bases des Règles techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Par ailleurs, on donne des indications sur l'utilisation des méthodes dynamiques.

Tout ce qui est dit dans ce paragraphe concerne aussi bien les pieux inclinés que les pieux droits, à condition de considérer les charges axiales.

2. Capacité portante des pieux isolés :[1]

• Méthode de calcul :

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux peuvent être classées en trois catégories :

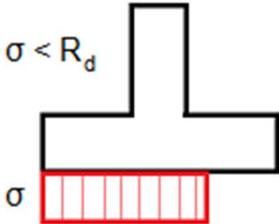
- les méthodes « classiques » à partir des essais de laboratoire (caractéristiques de résistance au cisaillement). Ces méthodes sont décrites dans la plupart des cours de mécanique des sols. On peut, notamment, consulter CHRISTOULAS (1988)
- les méthodes dynamiques, que ce soit tant les formules classiques dites de « battage » que les méthodes. Plus récentes, utilisant l'analyse de la propagation des ondes (voir BOURGES et FRANK, 1989, par exemple)
- les méthodes utilisant directement les résultats d'essais en place : essentiellement, SPT (Standard Penetration Test), CPT (Essai de Pénétration au Cône ou Essai de Pénétration Statique) et PMT (Essai au Pressiomètre Ménard). La description de ces essais peut être trouvée dans ISSMFE-TC 16 (1989) pour le SPT et le CPT et dans AFNOR (1990) pour le PMT. Le but de la présente étude est d'évaluer
- la méthode SPT du Canadian Foundation Engineering Manuel (CGS, 1985 ; MEYERHOF, 1976). (« Méthode 1 »)
- les 3 méthodes CPT suivantes :
 - du Canadian Foundation Engineering Manuel (CGS, 1985 ; « méthode 2 »)
 - de la norme allemande DIN 4014 (1977), (« méthode 3 »)
 - et du Document technique unifié français DTU n° 13.2 (1983) (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981) (« méthode 4 »)
- et, enfin, la méthode pressiométrique PMT recommandée par le LCPC et le SETRA (1985), suite aux travaux de BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981), (« méthode 5 »)

3. Capacité portante du sol de fondation :[2]

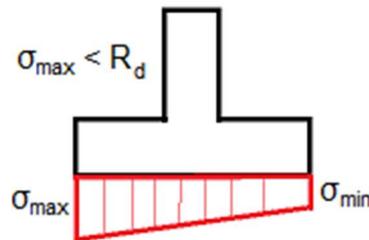
La vérification de la capacité portante du sol, obtenue par le calcul, est réalisée sur la base de la méthodologie d'évaluation choisie (états limites ultimes, facteurs de sécurité). L'évaluation de la capacité portante du sol de fondation se réfère à l'ensemble des forces obtenues par l'évaluation en utilisant les formules ci-dessous.

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

Par défaut, la contrainte sur la base de la semelle est considérée comme étant d'allure constante sur une longueur réduite de la fondation.


$$\sigma = \frac{N}{d - 2e} < R_d \dots\dots\dots (2.1)$$
$$e \leq e_{alw}$$

Certaines normes imposent pour l'évaluation de la contrainte, qu'elle soit de forme trapézoïdale. Dans un tel cas l'évaluation s'effectue pour la valeur le plus défavorable σ_{max} .



où:	N	-	force normale agissant sur la base de la fondation
	D	-	largeur de la semelle du mur
	R_d	-	capacité portante du sol de fondation
	E		<u>Excentricité</u> maximale de la force normale
	e_{alw}	-	excentricité permise (la valeur doit être saisie dans le cadre "Paramètres" sous l'onglet " <u>Analyse du mur</u> ")

II. Généralité sur les essais : [3]

1. Essai pressiométrique de type MENARD

- **Histoire :**

Le pressiomètre moderne a été inventé par Louis Ménard en 1954, alors qu'il était étudiant à l'École nationale des ponts et chaussées. Il en dépose le brevet, et développe sa commercialisation à partir de 1957 à travers un réseau de licenciés, puis à l'international. L'utilisation du pressiomètre Ménard est également très vite adoptée après son invention par le Laboratoire central des ponts et chaussées

- **Présentation :**

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

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Deux caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, - la pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

- **PMT (Essais pressiométriques) :**

Pour un essai pressiométrique (PMT), une sonde pressiométrique est placée dans le sol à tester puis remplie progressivement d'eau. Le gonflement consécutif du sol ou de la roche autour du trou est considéré comme une dépendance entre le volume d'eau mesuré et l'augmentation progressive de pression dans des intervalles de temps définis a priori.

Les essais pressiométriques fournissent en fonction de la profondeur les paramètres suivants :

- Module pressiométrique de Ménard E_m ; il est obtenu à partir de l'essai au pressiomètre et dépend du type de gaine de la sonde (manchon en caoutchouc, enveloppe perforée).
- Pression limite P_{LM} ; elle représente l'augmentation de la pression d'eau dans la sonde d'essai en fonction du changement de volume du sol ou de la roche.



Figure 2.1 : Essai pressiométrique type MENARD

- **Appareillage :**

L'appareil pressiométrique est constitué d'une sonde cylindrique dilatable radialement que l'on descend dans le sol au niveau de l'essai et d'un appareillage de mesure restant en surface. La sonde constituée de trois cellules exerce sur la paroi du forage, au niveau de la cellule centrale de mesure, des pressions rigoureusement uniformes selon une progression arithmétique. Les déplacements de cette paroi qui en résultent sont lus ou enregistrés pour chacune des pressions en fonction du temps.

Le forage est réalisé de telle sorte que sa paroi demeure pratiquement intacte, que son diamètre soit adapté à celui de la sonde et que les sols environnants soient le moins perturbés. Avant d'effectuer un essai, il faut étalonner la sonde, en la gonflant à l'air libre, ainsi on obtient la résistance propre de la sonde.

Puis, après avoir placé la sonde au niveau souhaité, on injecte de l'eau dans la sonde afin d'appliquer une pression radiale croissante par paliers successifs, sur les parois du sol. A chaque palier, on procède à 3 lectures de variation de volume d'eau injecté à 15, 30 et 60 secondes.

On a alors la courbe brute pour chaque profondeur, qui est par la suite corrigée pour enlever la résistance propre de la sonde.

Un pressiomètre comporte trois parties :

- Le contrôleur pression volume : CPV
- La sonde
- Les tubulures de connexion



Figure 2.2 : Schéma d'un Pressiomètre Ménard.

Réalisation du forage pour l'essai :

- Le forage désigne un trou exécuté dans le sol dans le but de réaliser des essais in situ (pressiomètre, phicomètre, scissomètre...) ou de poser des équipements (piézomètre, tassomètre, inclinomètre).
- Il existe 3 grandes catégories de forages :
 - Les sondages carottés (échantillon non remanié)
 - Les sondages semi-destructifs (échantillon remanié)
 - Les sondages destructifs (cutting)

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

- La méthode de forage dépend de la nature des formations géologiques, de l'hydrogéologie ainsi que du but recherché (mesure, prélèvement, équipement).

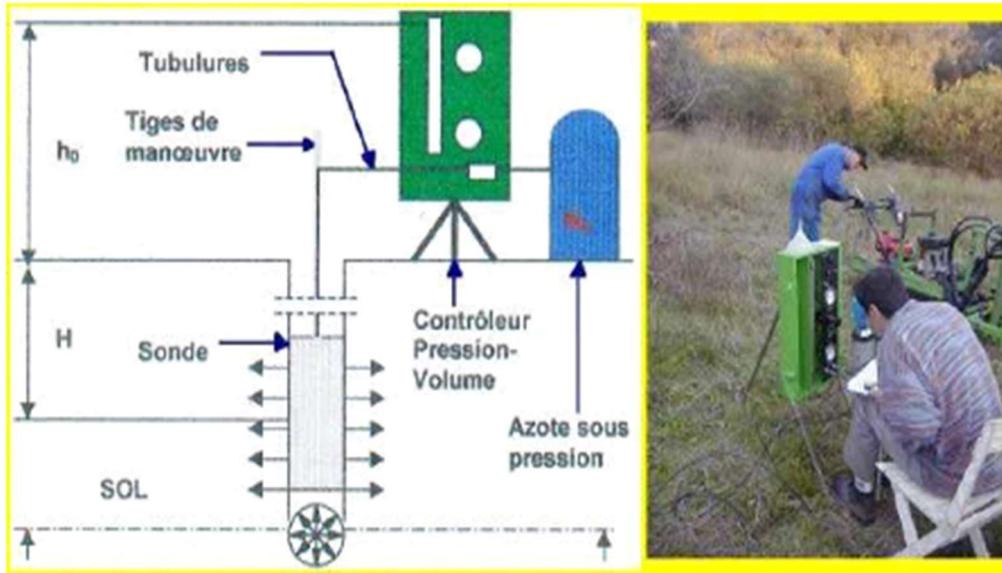


Figure 2.3 : Réalisation du forage.

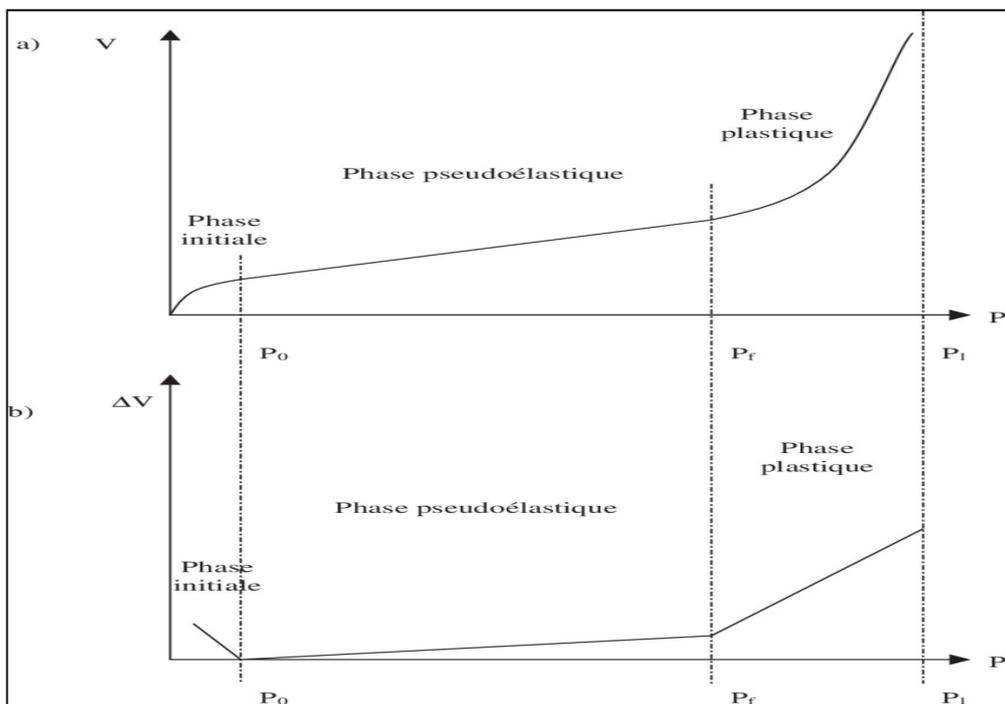


Figure II.4 : Courbe pressiométrique théorique.

P_0 : pression initiale

P_f : pression de fluage

P_l : pression limite

- La phase de recompaction ($p \leq p_0$)

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

Lorsque la pression augmente dans la sonde le terrain autour du trou, qui s'était décompresser au forage, se trouve progressivement recomprimé. À la fin de cette phase, la pression atteint la valeur p_0 se la pression latéral du terrain au repos ;

- La phase « pseudo-élastique » ($P_0 \leq P \leq P_f$)

Dans cette phase le volume injectée dans la déformation radiale principale, varie à peu près linéairement on fonction de la pression appliquée au terme de cette phase, la pression atteint est appelée pression de fluage p_f . Cette partie de la courbe permet de déterminer le module de déformation pressiométrique E_M .

- La phase dite « plastique » $P > P_f$

Lorsque la pression p dépasser la pression de fluage p_f il se développe autour du trou des surface de rupture. Le sol entre alors dans le domaine des déformations plastique. Il est à noter que la pression de fluage p_f peut être déterminée à partir de la courbe de fluage ou on porte la différence Δv entra les volumes mesurer à 1 min et à 30 secondes on fonction de la pression appliquée.

- La phase des grandes déformations

Durant cette phase les déformations deviennent grandes, tandis que la pression tend vers une limite appel « e pression limite p_l .

Caractéristiques pressiometrique :

Le module pressiometrique E_M c'est un module moyen calculer d'après la théorie de lamé sur tout la phase pseudo-élastique partir de la relation :

$$E_M = \frac{2(1+\nu)(V_0+V_m)}{C} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

V_0 : volume de la sonde de mesure au repos,

V_m : volume injectée dans la sonde depuis le début de l'essai jusqu'au milieu de la phase pseudo élastique,

ν : coefficient de poisson, pris par convention égal à 0.33,

C 'est la pente de la partie linéaire pseudo-élastique de la courbe pressiométrique.

2. Les essais pénétrométriques :

a) L'essai pénétromètre dynamique :

• Principe de l'essai :

L'essai consiste à battre dans le sol un pieu miniature avec un équipement Pénétromètre Léger où les caractéristiques techniques sont :

Poids du mouton : 63.5 kg,

Hauteur de chute : 50 cm,

Section de la pointe : 15.9 cm².

La chute libre d'un mouton provoque l'enfoncement d'un train de tige, on mesure ainsi la résistance de pointe R_p des terrains traversés. Il permet d'avoir une reconnaissance générale et préliminaire sur le terrain et aussi L'évaluation approximative de la portance du sol.

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

- **Domaine d'application :**

La norme s'applique aux essais de pénétration dynamique réalisés dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. L'essai de pénétration dynamique est limité à une profondeur de 30 m.

- **Pénétrömètre dynamique :**

L'essai de pénétration dynamique est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit, entant que tel, une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à mesurer, selon la procédure définie au chapitre 6, l'enfoncement d'une pointe soumise, par l'intermédiaire d'un train de tiges, à une énergie de battage. L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier entre autres :

- la succession de différentes couches de terrain,
- l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies
- la position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

Cet essai peut servir :

- à orienter le choix des fondations,
- à évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes lorsque l'on dispose d'informations complémentaires.

Dans le cas de pénétrömètre dynamiques équipés d'une pointe conique. L'essai consiste à déterminer une résistance dynamique unitaire du sol qd celle-ci est obtenue conventionnellement par la formule de battage des hollandais

$$qd = \frac{M.MgH}{e(M+M').A} \dots\dots\dots (2.3)$$

Avec

A : section droite de la pointe,

e : pénétration moyenne par coup,

g: accélération de la pesanteur,

H : hauteur de chute,

M : masse du mouton (masse frappante),

M' : sommes des masses du train des tiges de l'enclume et de la tige- guide masse frappée.

b) CPT (Essais pénétrométriques statiques) :

L'essai au pénétrömètre statique (CPT, CPTu) consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20 - 25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage. Au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône q_c et du frottement latéral local f_s sont effectuées, et les résultats enregistrés. La résistance de pointe peut être vue comme la résistance à la pénétration d'une pointe du cône dans le sol (sous-sol). Le diamètre de la pointe du cône est généralement compris entre 25 et 50 mm.

La résistance de pointe q_c représente le rapport entre la force mesurée sur la pointe du cône Q_c et l'aire de la surface de projection normale de la pointe du cône A_c .

Le frottement latéral local f_s représente le rapport entre la force de frottement sur le manchon F_s et de l'aire de sa surface A_s .

c) SPT (Essais de pénétration standard) :

Le résultat du test de pénétration standard (SPT) est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche pour un intervalle de profondeur de pénétration de 0,3 m (1 ft).

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

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

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} C_N \lambda N \dots\dots\dots (2.4)$$

où : E_r - rapport énergétique du dispositif de test
N - nombre de coups mesurés lors du test SPT
C_N - coefficient de corrélation pour la contrainte verticale
λ - coefficient de corrélation utilisateur

Le rapport énergétique du dispositif de test E_r représente le rapport entre l'énergie réelle E_{meas} et l'énergie calculée E_{theor} du mouton. Il n'est pas nécessaire d'utiliser une corrélation pour un appareil SPT standard (Mohr), car le rendement de la machine est de 60% et une corrélation est effectuée avec cette valeur (les valeurs mesurées lors du test SPT sont utilisées).

Le coefficient de corrélation C_N pour la contrainte verticale σ'_V représente l'influence du poids des terrains de couverture dans les sables. Une valeur de ce coefficient supérieure à 1,5 ne doit pas être utilisée (selon les recommandations de la norme ISO 22476-3).

Tableau 2.1 : Les types de corrélations intégrés

Type	Type de consolidation	Compacité relative I_p [%]	Coefficient de corrélation C_N
Type 1 - ISO 22476-3 (Tab. A2)	Normalement consolidé	40 – 60	$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_V}$
Type 2 - ISO 22476-3 (Tab. A2)		60 – 80	$C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_V}$
Type 3 - ISO 22476-3 (Tab. A2)	Sur-consolidé	-	$C_N = \frac{170}{70 + \sigma'_V}$

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

Type 4 - ISO 22476-3	Sables normalement consolidés	-	$C_N = \sqrt{\frac{98}{\sigma'_v}}$
Type 5 - FHWA (1998), Peck (1974)	-	-	$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_v}\right)^{0,4}$

où :

σ'_v - Contrainte verticale effective

Le coefficient de corrélation utilisateur λ [-] représente la perte d'énergie due à la longueur du système de tiges, à l'impact du diamètre du forage ou à l'influence du dispositif d'échantillonnage.

d) L'essai de pénétration carottier (SPT)

- **Principe de l'essai**

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

- **Domaine d'application**

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20mm.

L'essai de pénétration au carottier est limité à une profondeur de 50 m

- **Définition de l'essai**

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol.

L'Essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part.

- **Appareillage**

L'essai de pénétration au carottier nécessite l'appareillage suivant :

- un équipement de forage et de tenue de la paroi
- un dispositif de battage,
- un train de tiges et son guidage,
- un carottier
- un système de mesure

III. Capacité portante : Essai pressiométrique

1. Fascicule 62 Titre V :

- **Calcul de la contrainte de référence q'_{ref}**

$$q'_{ref} = \frac{(3 \cdot q_{max} + q_{min})}{4} \dots \dots \dots (2.5)$$

Avec :

$$q_{max} = \frac{Q_v}{B \cdot L} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad q_{min} = \frac{Q_v}{B \cdot L} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

Où :

- Q_v : est la charge verticale appliquée à la fondation
- e : est l'excentricité de la charge par rapport à l'axe central de la fondation

Si $e > B/6$

$$q_{max} = \frac{4Q_v}{3 \cdot B' \cdot L} \quad q_{min} = 0 \quad \text{avec : } B' = \frac{3 \cdot (B - 2e)}{2}$$

- **Calcul de la contrainte ultime σ_u :**

$$\sigma_u = \frac{(q'_u + q'_0)}{\gamma_q} \cdot i_{\delta\beta} + q'_0 \dots \dots \dots (2.6)$$

Où :

- q'_0 est la contrainte effective après travaux au niveau de la base de la fondation, en faisant abstraction de celle-ci
- q'_u la contrainte de rupture du sol
- γ_q le facteur de sécurité (2 à l'ELU, 3 à l'ELS).
- $i_{\delta\beta}$ un coefficient minorateur prenant en compte la pente du talus et l'inclinaison de la charge

- **Calcul de la contrainte effective q'_0 :**

$$q'_0 = D \cdot \gamma - z_w \cdot \gamma \dots \dots \dots (2.7)$$

Où :

- D est la hauteur d'encastrement
- γ le poids volumique du sol au-dessus de la fondation
- z_w la hauteur d'eau au-dessus de la base de la fondation
- γ_w le poids volumique de l'eau

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

Calcul de la contrainte de rupture du sol q'_u :

$$q'_u = k_p \cdot p_{le}^* - q'_0 \dots \dots \dots (2.8)$$

Où :

- p_{le}^* est la pression limite nette équivalente
- k_p est le facteur de portance

• **Calcul de la pression limite p_{le}^* :**

$$\log(p_{le}^*) = \frac{1}{1,5 \cdot B} \cdot \int_D^{D+1,5 \cdot B} \log(p_l^*(z)) \cdot dz \dots \dots \dots (2.9)$$

Où :

- **B** est la largeur de la base de la fondation
- $p_l^*(z)$ les valeurs mesurées, interpolées linéairement sur une représentation logarithmique

Tableau 2.2 : Facteur de portance k_p

<u>Type de sol</u>	<u>Expression k_p</u>
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \cdot [1 + 0,25 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot [1 + 0,35 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Argiles C	$0,8 \cdot [1 + 0,50 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Sables A	$[1 + 0,35 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Sables et graves B	$[1 + 0,50 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Sables et graves C	$[1 + 0,80 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Craies B et C	$1,3 \cdot [1 + 0,27 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$[1 + 0,27 \cdot (0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}) \cdot \frac{D_e}{B}]$

• **Calcul de l'encastrement équivalent D_e :**

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \cdot \int_d^D (p_l^*(z)) \cdot dz \dots \dots \dots (2.10)$$

Dans cette formule, d vaut en général 0, sauf si on souhaite ne pas tenir compte de couches de sol superficielles, de mauvaises caractéristiques.

• **Calcul du coefficient minorateur $\delta\beta$:**

a) **Pour les sols cohérents :**

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

$$i_{\beta} = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \dots\dots\dots (2.11)$$

Avec δ inclinaison de la charge.

L'annexe F1 paragraphe 3 du fascicule 62 n'évoque pas la prise en compte de l'influence du talus, dans le cas de sols cohérents.

GEOFOND utilise l'IN4470 de la SNCF où :

$$i_{\beta} = \left(1 - \frac{\theta_1}{90}\right)^2 \text{ Avec } \theta_1=90 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - c_{f(c)} \cdot \frac{B}{180} \cdot \left[\max\left\{\left(1 - \frac{d}{8 \cdot B \cdot c_{f(c)}}\right); 0\right\}\right]^2}\right) \dots\dots\dots (2.12)$$

$$c_{f(c)} = \max\left\{\left(1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right); 0,6\right\} \dots\dots\dots (2.13)$$

Où :

- **d** la distance entre l'arête aval de la fondation et le talus
- **β** l'angle de la pente par rapport à l'horizontale
- **B** la largeur de la fondation
- **L** la longueur de la fondation

Prise en compte simultanée du talus et de l'inclinaison de la charge

Si δ est « favorable » (inclinaison de la charge vers l'intérieur du talus)

$$i_{\delta\beta} = \max\{i_{\delta}; i_{\beta}\} \dots\dots\dots (2.13)$$

Si δ est « défavorable » (inclinaison de la charge vers l'extérieur du talus)

$$i_{\delta\beta} = \max\{i_{\delta}; i_{\beta}\} \dots\dots\dots (2.14)$$

b) Pour les sols frottants :

Inclinaison de la charge vers l'extérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\beta' + \delta) \dots\dots\dots (2.15)$$

Inclinaison de la charge vers l'intérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(|\beta' - \delta|) \dots\dots\dots (2.16)$$

Avec :

$$\beta' = 45 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0,9 \cdot \tan\beta \cdot (2 - \tan\beta) \cdot \left[\max\left\{\left(1 - \frac{d_t}{2 \cdot B}\right); 0\right\}\right]^2}\right) \dots\dots\dots (2.16)$$

$$\Phi_2(x) = \left(1 - \frac{x}{90}\right)^2 \cdot \left(1 - e^{-\frac{De}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{x}{45}\right); 0\right\}\right]^2 \cdot e^{-\frac{De}{B}} \dots\dots\dots (2.17)$$

Où :

- **dt** la distance entre l'arête aval de la fondation et le talus
- **β** l'angle de la pente par rapport à l'horizontale

2. DTU 13.12

Les seules différences avec la méthode du Fascicule 62 exposée au paragraphe précédent concernent le calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^* , celui du facteur de portance k_p , et le coefficient minorateur $\delta\beta$.

La pression limite nette équivalente p_{le}^* est donnée par la formule suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{1,5 \cdot B} \int_D^{D+1,5 \cdot B} p_l^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (2.18)$$

Dans cette expression, la courbe $p_l^*(z)$ est à 1.5 fois sa valeur minimale sur l'intervalle considéré.

Le facteur de portance k_p est déterminé par l'abaque suivant :

Détermination de K_p

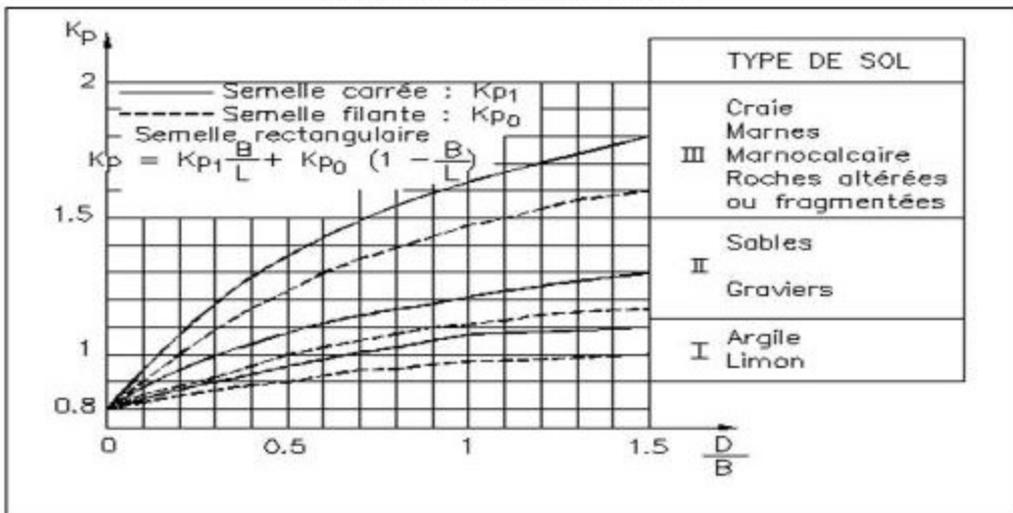


Figure 2.5 : Abaque de détermination de facteur de portance k_p

Le coefficient minorateur δ est déterminé par l'abaque suivant :

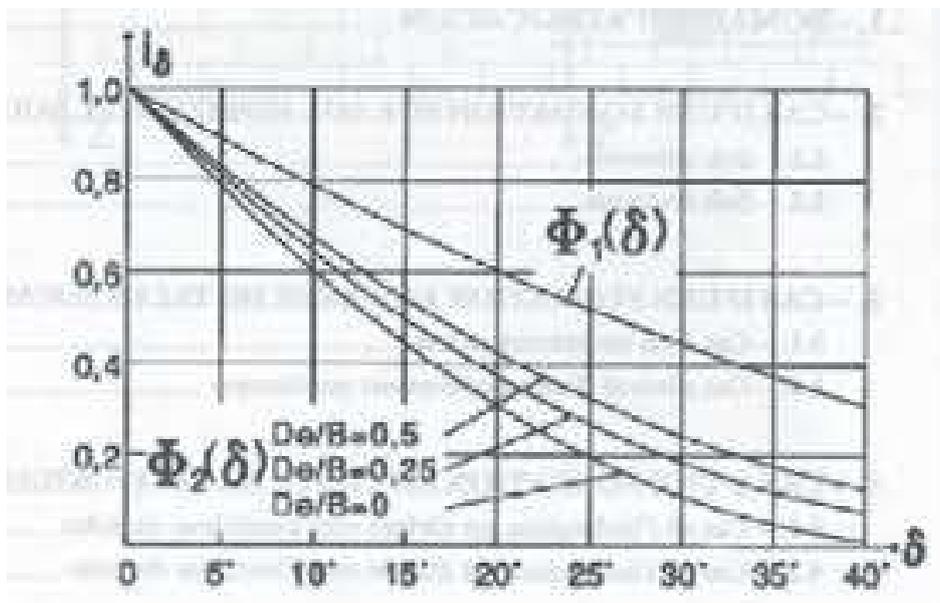


Figure 2.6 : Abaque de détermination de coefficient minorateur $i\delta$

3. NF P 94-261 (Eurocode 7) :

• **Vérification**

$$V_d \leq \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R;d,v}} + A \cdot q_0 \dots \dots \dots (2.19)$$

Avec :

- V_d descente de charge verticale à la base de la fondation (ELU fondamental et/ou accidentel)
- A' surface effective de la semelle (fonction de la géométrie de la fondation : cf. NF P 94-261 Annexe Q)
- A surface réelle de la semelle
- q₀ contrainte verticale totale à la base de la fondation après travaux en faisant abstraction de celle-ci.
- γ_{R;v} facteur partiel de portance = 1.4 aux ELU fondamental et sismique
= 1.2 ELU accidentel
= 2.3 ELS
- q_{net} contrainte associée à la résistance nette du terrain
- γ_{R;d,v} facteur partiel de modèle lié à la méthode (γ_{R;d,v} = 1.2 NF P 94-261 §D.1(2))

• **Calcul de la contrainte associée à la résistance nette du terrain**

$$q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta \dots \dots \dots (2.20)$$

• **Calcul de la pression limite p_{le}***

$$\log(p_{le}^*) = \frac{1}{h_r} \cdot \int_D^{D+h_r} \log(p_l^*(z)) \cdot dz \dots \dots \dots (2.21)$$

Avec :

p_l^{*}(z) les valeurs mesurées (cf. F62-V).

• **Détermination de h_r**

À l'ELS :

$$h_r = 1,5 \cdot B \dots \dots \dots (2.22)$$

À l'ELU :

En fonction de la géométrie de la fondation et de l'excentricité de la charge Pour les fondations filantes de largeur B :

$$h_r = 1,5 \cdot B \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2 \cdot e}{B} \geq \frac{1}{2}$$

$$h_r = 3 \cdot B - 6 \cdot e \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2 \cdot e}{B} < \frac{1}{2}$$

Pour les fondations circulaires de diamètre B :

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

$$h_r = 1,5 \cdot B \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2 \cdot e}{B} \geq \frac{9}{16}$$

$$h_r = \frac{8 \cdot B}{3} - \frac{6 \cdot e}{3} \quad \text{si} \quad 1 - \frac{2 \cdot e}{B} < \frac{9}{16}$$

Pour les fondations rectangulaires de largeur B et de longueur L :

$$h_r = 1,5 \cdot B \quad \text{si} \quad \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_B}{B}\right) \geq \frac{1}{2}$$

$$h_r = \min\{3 \cdot B - 6 \cdot e_B ; 3 \cdot B - 6 \cdot e_L\} \cdot e \quad \text{si} \quad \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_B}{B}\right) < \frac{1}{2}$$

• Calcul de k_p

Pour les fondations filantes de largeur $B/L = 0$ ou carrées $B/L = 1$:

$$k_p = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B}\right) \cdot \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}}\right) \dots \dots \dots (2.23)$$

Avec :

a, b, c et k_{p0} définis dans le tableau ci-après.

Pour les fondations rectangulaires

$$k_{p; \frac{B}{L}} = k_{p; \frac{B}{L}=0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p; \frac{B}{L}=1} \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \dots \dots \dots (2.24)$$

Tableau II.3 : Catégories de sol par rapport au k_p

Catégorie de sol		Expression de k_p			
		a	b	c	K_{p0}
Argiles et limons	Semelle filante	0,2	0,02	1,3	0,8
	Semelle carrée	0,3	0,02	1,5	0,8
Sables et graves	Semelle filante	0,3	0,05	2	1
	Semelle carrée	0,22	0,18	5	1
Craies	Semelle filante	0,28	0,22	2,8	0,8
	Semelle carrée	0,35	0,31	3	0,8
Marnes et Marno-calcaires ; Roches altérées	Semelle filante	0,2	0,2	3	0,8
	Semelle carrée	0,2	0,3	3	0,8

• Calcul de D_e

$$D_e = \frac{1}{p_{1e}^*} \int_d^D p_1^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (2.25)$$

Avec :

d = 0 sauf couches très mauvaises en surface, sauf si on souhaite ne pas tenir compte de couches de sol superficielles, de mauvaises caractéristiques.

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

- Calcul du coefficient minorateur $i_{\beta\delta}$:

Sol purement cohérent (comportement non drainé (=argiles) ; $\phi=0$)

$$i_{\delta;c;D_e/B} = \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 \dots\dots\dots (2.26)$$

Si $d < 8.B$

$$i_{\beta;c;D_e/B} = 1 - \frac{\beta}{180} \cdot \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2 \dots\dots\dots (2.27)$$

Si non

$$i_{\beta;c;D_e/B} = 1$$

a) Sol purement frottant (comportement drainé (= sables) ; $c'=0$)

Si $\delta_d < 45^\circ$

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 - \frac{\delta_d}{90} \left(2 - 3 \frac{\delta_d}{90}\right) \cdot e^{-\frac{D_e}{B}} \dots\dots\dots (2.28)$$

Si $\delta_d > 45^\circ$

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 - \left(1 - \frac{\delta_d}{90}\right)^2 \cdot e^{-\frac{D_e}{B}} \dots\dots\dots (2.29)$$

Si $d + \frac{D_e}{\tan\beta} < 8B$

$$i_{\beta;f;D_e/B} = 1 - 0,9 \cdot \tan\beta \cdot (2 - \tan\beta) \cdot \left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{\tan\beta}}{8B}\right)^2 \dots\dots\dots (2.30)$$

Si non

$$i_{\beta;f;D_e/B} = 1$$

b) Sol frottant cohérent (sols intermédiaires, marnes, calcaires, roches altérées) ; $c'>0$; $\phi'>0$

$$i_{\delta;cf;D_e/B} = i_{\delta;f;D_e/B} + (i_{\delta;c;D_e/B} - i_{\delta;f;D_e/B}) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma \cdot B \cdot \tan\phi}}\right) \dots\dots\dots (2.31)$$

- γ = poids volumique
- c = cohésion
- ϕ = angle de frottement
- $\alpha = 0.6$

$$i_{\beta;cf;D_e/B} = i_{\beta;f;D_e/B} + (i_{\beta;c;D_e/B} - i_{\beta;f;D_e/B}) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma \cdot B \cdot \tan\phi}}\right) \dots\dots\dots (2.32)$$

- γ = poids volumique
- c = cohésion
- ϕ = angle de frottement
- $\alpha = 0.6$

c) Prise en compte simultanée de i_δ et de i_β

Si l'inclinaison de l'effort est vers l'extérieur du talus, alors :

$$Q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta \dots\dots\dots (2.33)$$

Si l'inclinaison de l'effort est vers l'intérieur du talus, alors :

$$q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_{\delta\beta} \dots \dots \dots (2.34)$$

Avec :

$$i_{\delta\beta} = \min \left(\frac{i_{\beta}}{i_{\delta}} ; i_{\delta} \right) \dots \dots \dots (2.35)$$

IV. Méthode des essais aux laboratoires : [Sellami 2012]

Après les différentes substitutions dont nous ne jugeons pas nécessaire de présenter, nous obtenons l'expression brute de la capacité portante ultime qu :

$$\text{La formule de Terzaghi} \rightarrow q_u = 0.5X\gamma B. N\gamma + (\gamma'. D. Nq) + C. Nc \dots \dots \dots (2.36)$$

Avec :

q_u: c'est la capacité portante ultime unitaire

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

B : largeur de la semelle

γ: poids volumique du sol de fondation

γ' : poids volumique du sol au-dessus de la fondation

Les trois coefficients **Nγ**, **Nq**, et **Nc** ne dépendent que des angles **Ψ** et **φ**. On les appelle les facteurs de capacité portante.

Nγ est le terme de surface.

Nq est le terme de profondeur.

Nc est le terme de cohésion.

Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont tabulées en Annexe (B)

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

φ = angle de frottement interne du sol. La valeur minimale de **Ψ** est donnée par :

$$\Psi = \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \text{ Selon Caquot et Kerisel.}$$

Prandtl propose pour le calcul des facteurs de portance les formules suivantes :

$$\phi = 0 \text{ } N\gamma = 0, Nq = 1, Nc = 5.14$$

$$\phi \neq 0 \text{ } N\gamma = 2(Nq+1) \text{ tg } \phi, Nc = \frac{Nq-1}{\text{tg } \phi}, Nq = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \text{tg } \phi} \dots \dots \dots (2.37)$$

1. Milieu à frottement

a) Semelle filante de largeur B :

$$q_u = \frac{\gamma B}{2} N\gamma + \gamma D Nq + c Nc; \dots \dots \dots (2.38)$$

$$\text{Avec } q_{ad} = \gamma D + \frac{\gamma B}{2} N\gamma + \gamma D (Nq - 1) + c Nc / F \dots \dots \dots (2.39)$$

q_{ad} est la contrainte admissible

b) Semelle isolée :

$$q_u = (1 - 0.2 \frac{B}{L}) \frac{\gamma B}{2} N\gamma + \gamma D Nq + (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c Nc \dots \dots \dots (2.40)$$

$$q_{ad} = \gamma D + (1 - 0.2 \frac{B}{L}) \frac{\gamma B}{2} N\gamma + \gamma D (Nq - 1) + (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c Nc / F \dots \dots \dots (2.41)$$

2. Milieu cohérent :

Semelle filante de largeur **B** :

$$q_{ad} = \gamma D + \left(\frac{5.14 C_u}{F} \right) \dots \dots \dots (2.42)$$

a) semelle isolée :

$$q_{ad} = \gamma D + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) C_u / F \dots \dots \dots (2.43)$$

b) Radier :

$$q_u = (1 - 0.2 \frac{B}{L}) \gamma B + 2 N \gamma + \gamma D N q + (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c N c \dots \dots \dots (2.44)$$

$$q_{ad} = \gamma h_1 \cdot D + (B 2 1 + B L) \cdot \gamma h_2 \cdot N \gamma + \gamma h_1 \cdot D \cdot N q - 1 + 1.3 \cdot c N c) / F_s \dots \dots \dots (2.45)$$

V. Méthode du pénétromètre dynamique :

1. Calcul de la résistance dynamique de pointe q_p :

La résistance de pénétration dynamique à la pointe est donnée conventionnellement par l'expression suivante connue sous le nom de « **Formule des Hollandais** »

$$q_p = \left(\frac{m \cdot g \cdot h}{A \cdot e} * \frac{m}{m' + m} \right) N \dots \dots \dots (2.46)$$

q_p : résistance dynamique à la pointe en Pascal (Pa = N/m²) ;

m : masse du mouton en kilogrammes (masse frappante) ;

g: accélération de la pesanteur en m/s² ;

H : la hauteur de chute libre du mouton en mètre ;

A : l'aire de la section droite de la pointe en m².

e : l'enfoncement correspondant au nombre de coups N, en mètre (en général e est constante et égale à 0.20 m)

N : nombre de coups nécessaires à l'enfoncement e

m' : est la masse cumulée, exprimée en kilogramme, de l'enclume et de la tige-guide, si celle-ci est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappée).

• **Sanglerat** a recommandé pour l'évaluation de la contrainte admissible pour une fiche de la fondation au moins égale à la largeur de fondation, dans les sols pulvérulents ou purement cohérents, de prendre **$q_p / 20$** .

• Selon **Amaret Jezequel (1994)**, la contrainte admissible sous une fondation est égale **$q_p / (15 \text{ à } 20)$** .

• Sur le plan réglementaire, le document **DTU13.12** relatifs aux règles pour le calcul des fondations superficielles, spatule pour une semelle soumise à une charge centrée de la largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la valeur ultime **q_u** peut être estimée à **$q_p (5 \text{ à } 7)$**

VI. Méthode du pressiomètre Ménard :

Selon le règlement **DTU13-12**, la pression verticale limite ou capacité portante du sol sous une fondation superficielle est donnés par :

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

$$q_u = k_p \cdot p^* \cdot l_e + q'_{ov} \dots \dots \dots (2.47)$$

$p^* \cdot l_e$ est la moyenne arithmétique des valeurs de pressions limites nettes $p^* \cdot l_e$ sur une profondeur de $3B/2$ sous la base de la fondation. Ces valeurs doivent être plafonnées à 1.5 fois la valeur minimale dans cette zone. La notion de pression limite équivalente permet de tenir compte de l'hétérogénéité du sol, en analysant un sol homogène équivalent. Le facteur de portance pressiométrique k_p dépend de la nature du sol sous la fondation, des dimensions de la fondation, ainsi que de son élancement D/B .

Il est donné par la formule suivante :

$$k_p = k_{pl} \cdot \frac{B}{L} + k_{p0} (1 - B/L) \dots \dots \dots (2.48)$$

k_{pl} et k_{p0} Correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont donnés par la Figure 2.7 :

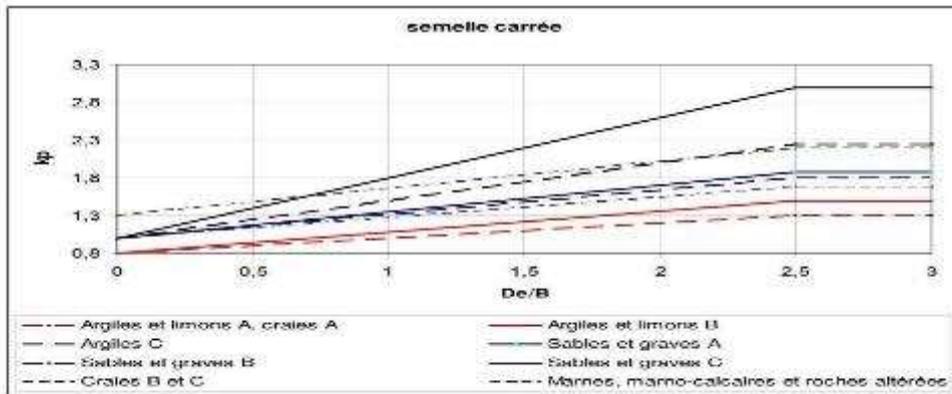


Figure 6 : facteur de portance pressiométrique pour une semelle carrée

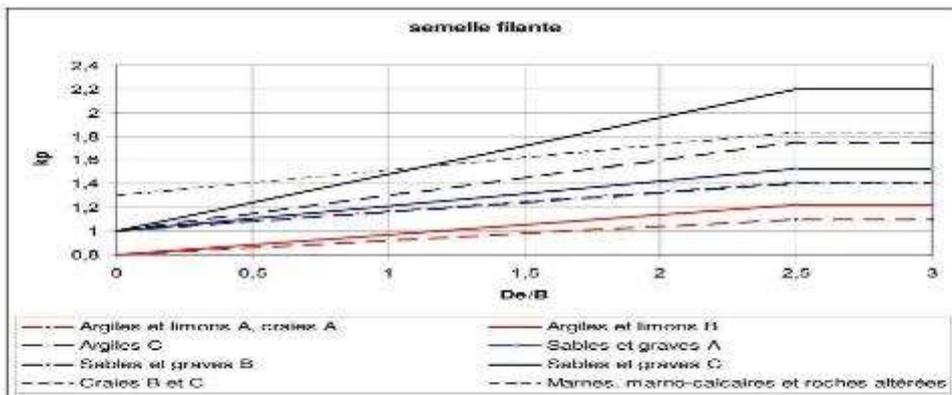


Figure 7 : facteur de portance pressiométrique pour une semelle filante

Figure 2.7 : Facteurs de portance pressiométrique pour semelles carré / filante

■ Essais de contrôle de pieux :

1) Contrôle de la qualité des pieux : Les différents types d'essais

Le contrôle de la qualité des pieux couvre deux aspects :

- Le contrôle de la qualité d'exécution :

Le contrôle de la résistance des bétons : Essai d'écrasement sur éprouvettes normalisées.

Le contrôle de l'intégrité du béton : Essai de contrôle de la continuité du béton tout le long du fût : Essais dits "soniques"

- Le contrôle de la capacité portante :

Le contrôle de la capacité portante relève d'essai grandeur nature.

La norme NF P 94-150-1 donne les conditions relatives aux essais statiques de pieux.

2) Contrôle de la résistance des bétons-Essais d'écrasement sur éprouvettes :

– Fréquence : Au moins une série de 6 éprouvettes par pieux

– Représentativité : Si les éprouvettes sont réalisées selon la norme, les résultats sont plutôt supérieurs à la résistance in situ, les bétons de pieu n'étant pas vibrés.

– Interprétation des résultats : Au-delà des contrôles par pieu pour valider leur réception, attention à bien prendre en compte la résistance caractéristique au moins par fondation, ou mieux sur l'ensemble de la production par période.

3) Contrôle de l'intégrité du béton-Contrôle par transparence sonore :

- Principe de l'essai :

Cette technique d'essai utilise la transmission d'une onde sonore horizontale entre deux tubes placés dans le pieu.

L'auscultation sonore dite longitudinale requiert donc deux ou plusieurs réservations dans le béton (Tubes d'auscultation).

Le contrôle d'intégrité de pieux béton par transparence sonore permet d'établir visuellement la qualité d'un pieu en béton sur une coupe verticale : Les résultats apparaissent sous la forme de diagrammes (Exemple brut ci-contre) où les faiblesses du béton apparaissent comme des creux.

Les systèmes les plus sophistiqués permettent une visualisation 3D si plusieurs coupes sont effectuées sur le même pieu.

Il permet à un opérateur d'établir précisément l'intégrité structurelle et la qualité du matériau sur toute la longueur du pieu.

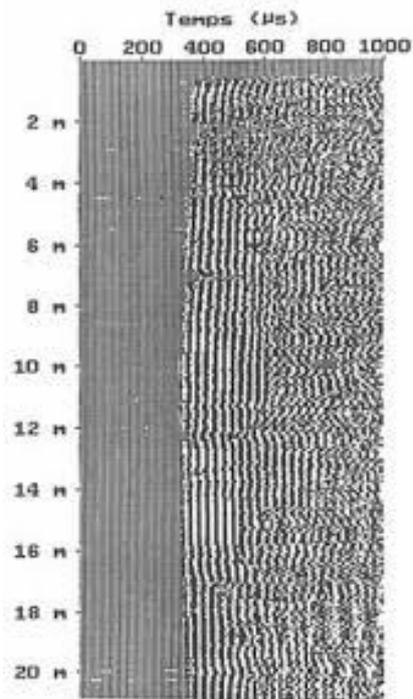


Figure 2.8 :Diagramme de l'essai de Contrôle par transparence sonique

4) Contrôle de l'intégrité du béton-Contrôle sonique par réflexion :

- Principe de l'essai :

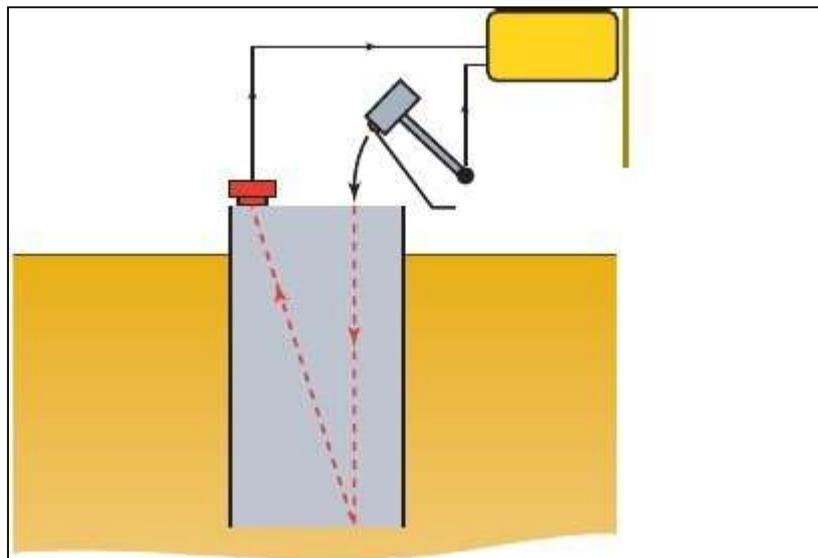
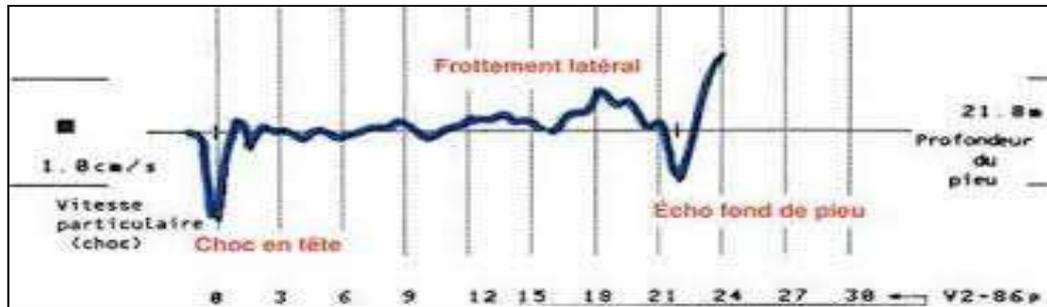


Figure 2.9 :Schéma de l'essai de control sonique par réflexion

La méthode de contrôle sonique par réflexion repose sur la génération d'une onde mécanique en tête de pieu, obtenue en provoquant un choc avec un marteau. L'onde mécanique donne naissance à une onde réfléchi au droit des discontinuités dans le fût de pieu, les variations de rugosité latérale et surtout en fond de pieu. Un accéléromètre placé en tête de pieu capte les réflexions de l'onde de choc.

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE

Les variations de la vitesse de déplacement de l'onde dans le temps (Signature du pieu) permettent à un opérateur expérimenté d'interpréter la qualité du pieu, l'essentiel étant que l'écho principal doit correspondre à une vitesse de 3500 à 4500 m/s. L'interprétation s'appuie sur l'application de trois impacts successifs.



Il permet à un opérateur d'établir précisément l'intégrité structurelle et la qualité du matériau sur toute la longueur du pieu.

L'avantage du contrôle sonique par réflexion est de n'imposer aucune réservation préalable (Seulement une préparation adéquate de la surface d'application du choc).

Son inconvénient est d'être moins précis que l'essai par transparence sonique, particulièrement pour les pieux de gros diamètre ou les pieux longs, et de nécessiter le recours à des opérateurs très expérimentés.

Soulignons que cet essai peut être associé à la méthode par impédance, qui sans entrer dans les détails, permet une interprétation plus fine notamment du contact pieu/sol.

Indiquons aussi que cette méthode présente souvent des difficultés d'interprétation, liées soit à la mauvaise préparation de la surface de contact du marteau soit à la faiblesse du signal réfléchi.

5) Les essais statiques de portance :

- Principes des essais statiques de portance :

Fonctionnement mécanique d'un pieu Lors du chargement d'un pieu, le frottement latéral est mobilisé en premier par les déplacements du pieu et la résistance de pointe est plus progressive.

Pour donner des ordres de grandeur, il faut, dans un terrain de résistance moyenne, environ 5 mm pour mobiliser le frottement latéral alors que 50 mm sont nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe limite.

Le schéma ci-dessous représente le principe de cette mobilisation :

CHAPITRE 2 : METHODES DE CALCUL USUELLES DE LA CAPACITE PORTANTE



L'objectif de l'essai est de déterminer in situ deux valeurs :

- La capacité portante ultime du pieu (Représenté par le palier supérieur de Q) appelé aussi Charge Limite.
- La Charge de fluage, charge à partir de laquelle les déformations (Enfoncement du pieu) sont excessives.

Chapitre 3 :
Présentation de l'ouvrage V2.3 de la
pénétrante de Ghazaouet-Tlemcen

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

I. Généralités

1. INTRODUCTION

La pénétrante de Ghazaouet fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes portuaires. Celle de Ghazaouet qui a été annoncée en 2005 doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la daïra de Maghnia à travers les massifs des Traras. Cette autoroute longue de 41 km traverse la partie nord de la wilaya de Tlemcen. Un profil en 2x2 voies puis 2x3 voies et un long tunnel de 5 km. Les études ont été réalisées par le bureau d'étude algérien SAETI. Un premier lot de 13 km entre le port de Ghazaouet et El Assa dans la commune de Nedroma. Il a été attribué en gré à gré au groupement sino-algérien en août 2014. La pose de la première pierre du projet a été effectuée par le ministre des travaux publics Abdelkader Kadi le 21 septembre 2014.

Ce sera l'infrastructure autoroutière la plus impressionnante de la région et bouleversera le paysage péri-urbain de Ghazaouet. Les véhicules, notamment les poids lourds, pourront alors contourner le centre-ville pour relier l'autoroute Est-Ouest grâce à cette pénétrante de 2 x 3 voies d'une distance totale de 41 kilomètres. Cette enjambée gigantesque du viaduc de Ghazaouet, permettant de désengorger le trafic et d'éliminer les bouchons qui se forment quotidiennement à l'entrée de la ville, revêt une importance capitale, puisqu'elle aura un impact sur le milieu local, le tourisme de la région et l'environnement. Au-delà du souci esthétique et de bonne intégration dans le paysage, le viaduc, conçu selon les normes internationales les plus récentes afin d'assurer un maximum de sécurité aux automobilistes, va également avoir une forte influence sur la fréquentation des sites qui lui sont proches. Par exemple, le site de Ghazouana, le littoral de toute la région et la plage de SidnaOuchâa, ainsi que sur les monts de Trara et la ville historique de Nedroma (Mouahidine).

En outre, la construction du viaduc aura également un effet économique positif sur la région de Ghazaouet désenclavée par la pénétrante de l'autoroute Est-Ouest, d'autant plus qu'une zone d'activités a vu le jour récemment à proximité de Sidi Amar. La situation géostratégique du sud de la ville conjuguée avec l'artère de la RN 98 constituent des atouts qui peuvent attirer de nombreuses sociétés nationales et internationales dans tous les secteurs d'activité.

Il est à rappeler que cette liaison autoroutière est constituée de 4 carrefours avec trémie, 2 échangeurs au niveau de Nedroma, 4 viaducs, 1 tunnel d'environ 5 kilomètres et 3 ouvrages hydrauliques.

2. PRESENTATION DU PROJET

2.1 Contexte du projet :[Bouchikriabdellah, Benamar.M(2019)]

Le présent projet s'inscrit dans le cadre des orientations du Schéma Directeur Routier et Autoroutier 2005-2025 (SDRA), et doit tenir compte des études stratégiques de ce Schéma Directeur, ainsi que celles du Schéma National d'Aménagement du Territoire 2025(SNAT) et du Schéma Régional d'Aménagement du Territoire de la Région Nord Est 2025 (SRATRNE). Cette liaison autoroutière présente les caractéristique d'une autoroute de liaison dont le profil en travers est de 2x3 voies par l'intérieur (TPC) aux échelles régionale et nationale, est mieux visualisée à travers les principaux objectifs du projet, qui paraissent bien concorder avec les grands axes directeur du Schéma National d'Aménagement du Territoire (SNAT 2025 :

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

Loi 01/20 du décembre 2001, relative à l'aménagement du territoire), a fait ressortir la nécessité de disposer, à moyen et long termes, d'un réseau routier adapté, dont les principaux axes structurants sont constitués par quatre catégories de routes :

- L'Autoroute Est-Ouest (1216km) ;
- Les 2èmes, 3èmes et 4èmes rocade autoroutières d'Algérie
- L'Autoroute des hauts Plateaux (1020km).
- Les pénétrantes Nord Sud.

Ces dernières consistent en l'aménagement des principaux axes routiers Nord Sud pour assurer la liaison entre l'Autoroute Est-Ouest et la Rocade Autoroutière des Hauts plateaux et de canaliser vers celles-ci les flux routiers le plus rapidement.

L'un des principaux axes directeurs du SNAT vise à adapter les territoires Algériens aux exigences de l'économie mondiale. Il s'agit de créer les conditions d'attractivité et de la compétitivité des territoires en affirmant leur capacité à produire et à attirer les savoir-faire, les technologies et les investissements qui les accompagnent. Pour cela une modernisation des infrastructures de transport s'impose.

Notre projet de fine étude s'intéresse à l'étude géométrique du viaduc (Pk 4) qui se trouve au sud de Ghazaouet de wilaya de Tlemcen. Le pont se situe entre les PK3+950.23-PK4+241.63, franchissant le ravin et la RN98, l'angle de biais est de 90.00°, la longueur du pont est de 291.4m, 8 travées de 36.1m de poutre en T du béton armé.

2.2 Localisation géographique du projet :

Le présent projet est divisé en deux tranches, l'exécution de la première tranche du PK 0+000 au PK 11+600 a déjà commencé. Notre étude d'optimisation concernant la deuxième tranche qui prend comme point de départ la fin de la première tranche du PK 11+600 au PK 50+068.

Le projet se trouve entre EL Khoriba et Nedroma, il est parallèle au RN98.



Figure 3.2 : Localisation du projet

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

3.3Relief :

De par sa situation géographique, la wilaya de Tlemcen présente des grandes unités des paysages. Elle est composée :

Au Nord-Ouest, par une zone des Traras, constituée par une chaîne côtière de montagnes très peuplées. Les forêts sont rares et des reboisements occupent la partie centrale autour du Mont Fillaoucène.

A l'Est de la Tafna après son confluent avec l'Isser se trouvent les Monts de SebaaChioukh, régions des collines cultivées à faible densité de population.

Le centre de la wilaya est occupé d'Est en Ouest par une zone montagneuse boisée: les monts de Tlemcen, ces montagnes constituent à la fois une réserve forestière relativement importante avec des forêts de chêne liège, de chêne zen, de pin d'Alep et de châtaignier d'eau de l'Algérie occidentale grâce à son sous-sol constitué de grès et de dolomies calcaires.

Cette zone montagneuse et forestière représente avec ses vallées et des dépressions 28 % de la superficie de la wilaya.

Entre ces deux massifs montagneux s'étend d'ouest en Est une succession de plaines et de plateaux drainés par des cours d'eau importants prenant naissance pour la plupart dans les monts de Tlemcen.

A l'Ouest, la plaine de Maghnia est bordée au Nord par Oued Mouilah. Constituée en majorité de bons sols, cette plaine de faible altitude (400 m) protégée de l'influence marine par les Traras, bénéficie d'un climat continental aride (pluviométrie inférieure à 400 mm), mais elle dispose d'une nappe importante.

A l'Est de cette plaine une série de plateaux s'étagent entre 400 et 800 m d'altitude bordés au Nord-Ouest par la vallée de la Tafna et au Nord-Est par la vallée d'Isser et découpés par les affluents de la rive droite de la Tafna (Oued Zitoun, Oued Atchane, Oued Bou Messaoud), et de la rive gauche de l'Isser (Oued Chouly, Oued SafSaf, Oued Sekkak, Oued Amieur), et descendant tous les monts de Tlemcen.

Ces plateaux de moins en moins arides d'Ouest en Est et ces vallées ont fourni à la wilaya de Tlemcen sa réputation de wilaya agricole.

Enfin, au Sud une zone steppique, géographiquement rattachée aux Hauts plaines occidentales.

3. Présentation du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet :

L'ouvrage d'art concerné est un viaduc situé à l'est de Ghazaouet de la wilaya de Tlemcen entre Les points kilométriques PK1+776.5~PK2+905.3, franchissant la RN98. Soit une longueur totale de 1144.8m, avec une largeur de 2×15.75 m, suivant un biais de 90°. Le tablier est constitué de poutres en T précontraintes préfabriquées avec 7 poutres de 180cm de haut espacées de 192cm. Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des plaques d'appui en néoprène fretté. On prévoit pour l'infrastructure des piles à paroi mince et piles à paroi mince creuse, et des culées à mur frontal, avec des fondations sur pieux. La dalle de transition est d'une longueur de 5m.

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet



Figure 3.3 : Vue générale du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

4.1 Localisation de l'ouvrage :

Cet ouvrage d'art se croise plusieurs fois avec un fossé dans le terrain agricole. La géomorphologie de la zone du viaduc est des passe-montagnes et collines, avec un relief assez accidenté. Dans le site du viaduc se trouve principalement le tuf qui s'expose à l'air dans certains tronçons et la couche de couverture est relativement mince. Le tracé s'entrecroise avec la RN98 respectivement au PK1+837.177 et PK2+176.357.



Figure 3.4 : Vue latérale du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

4.2 Caractéristiques de l'ouvrage :

Les poutres en T simplement posées de 36.1m et de 32.5m en béton armé précontraint sont adoptées à la superstructure du pont, le tablier est successif ; à l'égard de l'infrastructure, il est appliqué les piles évidées à paroi, les piles à plaque et les culées à voile ; la fondation de pieux est utilisée.

3.3 Contraintes générales de conception

- Catégorie des ponts : classe A.
- En Algérie du Nord (climat tempéré)
- Humidité d'environnement : $\rho_h=55\%$.
- Surcharges prévues : Charges civiles routières A et B, Convoi exceptionnel type D240, Convoi militaire Mc120.
- Vitesse projetée: 90km/h
- Protection contre les inondations: crue centennale (1/100)
- Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, Ce pont est classe 1 et en Zone I. La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0.15g.

3.4 Les données naturelles

a) Topographie et géomorphologie

La morphologie de la région est vallonnée et se présente sous forme de collines de moyenne hauteur et de forme arrondie, les pentes naturelles sont relativement faibles, variables de 10° à 20° .

L'altitude minimale à l'axe est de 47m alors que l'altitude maximale de l'axe est de 138m. Il s'agit de la géomorphologie des collines. Voir les photos 3-1 et 3-2.



Figure 3.5 : Géomorphologie de colline

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet



Photo 3.6 : Vue générale de la ville de Ghazaouet

b) Géologie de la région

Dans la zone du site d'ouvrage d'art se repartent l'argile peu plastique et les graviers argileux quaternaires, sous lesquels se situent le tuf basaltique et le grès Miocène-Pliocène. On n'a découvert ni les structures de rupture profondes grandes ni les failles actives nouvelles dans la région.

c) Formations lithologiques

Les graves argileuses se repartent essentiellement dans la couche supérieure sur une épaisseur importante, contenant des roches en tuf basaltique sous forme de lentille. La couche inférieure se compose principalement de calcaire bioclastique et de grès.



Photo 3.7 : Roche bioclastique

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet



Photo 3.8 : Grave argileuse



Photo 3.9 : Grès, semi roche semi meuble

Voir les détails de lithologie dans le tableau III.3, les coupes longitudinales et les coupes de sondages géotechniques sont présentées dans l'annexe.

Tableau 3.2 : Tableau de lithologie des formations principales

N° de couche	Nom géographique	Code	Epaisseur (m)	Couleur	Statut	Description
4	Grave argileux	GA	4.0-24	Brun grisâtre	Dense	Classé mal, contenant des fragments de tuf basaltique, riche en argile
3	Roche bioclastique	Bio	6-12.5	Blanc grisâtre	Tendre	Texture bioclastique, la roche se forme par les coraux et coquillages cassés sous effet de cimentation CaCO ₃ , roche tendre
5	Grès	Gr	>45.2	Brun jaunâtre	Tendre	Texture sableuse, structure stratifiée, fortement altérée, semi roche semi meuble, très dense

d) Analyse des propriétés géotechniques des sols :

- **Grave argileuse** : brun grisâtre, classe mal, contenant des fragments de tuf basaltique généralement d'un diamètre de 2-8cm, riche en argile, un peu humide ; $\rho_d=1.40\text{g/cm}^3$, le sol est un peu humide et dur.

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- **Roche bioclastique** : blanc grisâtre, texture bioclastique, la roche se forme par les coraux et coquillages cassés sous l'effet de cimentation CaCO_3 , la carotte fracturée est sous forme de colonne courte et localement de fragment. $R_c=15.64\text{MPa}$, roche tendre qui s'agit de la roche de résistance faible.
- **Grès** : brun jaunâtre, texture sableuse, structure stratifiée, fortement altérée, demi-dur, demi-tendre, très dense. La carotte est localement sous forme de fragment, cimentation calcaire, roche dure. $R_c=1.25-3.35\text{MPa}$, roche très tendre qui s'agit de la roche de résistance très faible.

e) Effets sismiques et catégorie de site :

Selon les règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA2008), la zone du projet est classée en I, la catégorie des travaux est le groupe 1, le coefficient d'accélération sismique retenu est $A=0.15g$. La valeur moyenne de la pression limite pressiométrique sur site $PI=1.50-4.09\text{MPa}$, la valeur moyenne du module pressiométrique, $E_m=11.05-91.25\text{MPa}$. Donc le type du site est S2, site ferme.

f) Eaux superficielles et souterraines :

- **Eaux superficielles** : le relief de la zone est doux et l'ouvrage d'art franchit un ravin. Les eaux d'écoulement sur le terrain se concentrent dans le ravin et le débit varie selon la saison. Pendant la période de prospection, la largeur de la surface d'eau est de 2m et les eaux sont de 30cm de profond.
- **Eaux souterraines** : les eaux souterraines du site sont principalement des eaux interstitielles dans les dépôts lâches du quaternaire. La nappe phréatique se trouve dans la couche des graviers argileux et des grès. La quantité d'eau est moyenne et elle s'approvisionne des précipitations atmosphériques et l'oued. La profondeur du niveau d'eau souterraine a été constatée entre 11.1-24.10m.

g) Analyse des caractéristiques géotechniques

1) Caractéristiques de résistance à pression

Tableau 3.3 : Caractéristiques de résistance à pression

Paramètre	⑥ Roche bioclastique		⑦ Grès	
	γ_h (g/cm^3)	R_c (nature) (MPa)	γ_h (g/cm^3)	R_c (nature) (MPa)
Nombre de valeurs, N	3	3	3	3
Valeur max., x_{\max}	2.59	15.64	2.24	3.35
Valeur min., x_{\min}	2.22	5.07	2.16	1.25
Valeur moyenne, x_{moy}	2.36	9.76	2.19	2.07
Valeur proposée	2.36	9.76	2.19	2.07

4. Points essentiels d'exécution des ouvrages d'art

- Les travaux doivent être réalisés conformément aux prescriptions des normes et réglementations exigées par le CCTP.

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- Au cas où les données géotechniques réelles s'avèrent non-conforme aux celles utilisées dans l'étude, il faut contacter le bureau d'études pour reprendre les calculs des pieux.
- Avant l'exécution, il faut bien étudier les plans, vérifier toutes les côtes et les coordonnées des pieux, repérer tous les pieux et appuis et s'assurer à l'aide d'un diastimomètre ou une règle d'acier que les distances transversales et longitudinales entre axes des pieux sont correctes.
- Prévoir des pistes de chantier conformément aux prescriptions du CCTP.
- La pose des appareils d'appui exige une haute précision d'implantation et est facilement influencée par de divers facteurs, donc il faut, pour éviter la difficulté de pose des appareils d'appui, utiliser la même règle métallique pour bien vérifier le trou d'ancrage sur le bossage et la plaque d'acier supérieure d'appareil d'appui sous la poutre, en tenant compte aussi de l'influence de la pente longitudinale de l'ouvrage sur la distance horizontale.
- Il faut prévoir des pièces noyées en attente pour les joints durant l'exécution du murgarde-grève de la culée, il faut prévoir des aciers en attente pour les barrières durant l'exécution du mur en retour de la culée et du tablier.
- Le plan de pose n'est qu'indicatif en prenant l'exemple d'un joint de chaussée du type OVM à faible encastrement. Durant l'exécution, l'aménagement des rainures et des aciers en attente doit se faire conformément aux exigences techniques requises associées au type réel du joint à mettre en place. En tous cas, le soufflé du joint mis en place ne doit pas être inférieur à celui du joint modèle indiqué sur le plan. Les attentes sont toujours mises dans le tablier coulé en place.
- Quand on met en attente la plaque d'acier d'appareil d'appui sous la poutre préfabriquée, on doit essayer d'installer cet appareil d'appui pour assurer la position, la dimension de la chemise protectrice et la position du boulon d'ancrage font appairage.
- La protection et l'assainissement provisoire des sites sera assurée pendant la réalisation des travaux.
- Si l'ouvrage d'art se trouve sur une courbe verticale, le linéaire du tablier sera réalisé en rajustant l'épaisseur des dalles en béton coulées sur place. Mais, il est à noter que l'épaisseur des dalles en béton coulées sur place ne peut pas être inférieure à 22cm.

5. Critères de conception

6.1 Critères de conception de partie superstructure

a. Norme d'études

Les principales règles et normes contractuelles utilisées sont les suivantes :

Surcharge routière : **Fascicule 61- Titre II RCPR2008**

Béton armé : **Fascicule 62-Titre I (Section I)**

Béton armé précontraint : **Fascicule 62-Titre I (Section II)**

Règlements parasismiques : **RPOA version 2008**

DTR: **Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, juin 2009**

b. Principaux matériaux rentrants dans la réalisation

1. Béton

- Poutres en T préfabriquées en béton précontraint et hourdis (Portée ≤ 40 m) Béton **RN35**

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- Poutres en T préfabriquées en béton précontraint et hourdis (Portée >40m) Béton RN40
- Glissières, trottoirs et autres éléments en béton armé Béton **RN27**

2. Système de précontrainte

● Câbles de précontrainte

On adopte des câbles à très basse relaxation (**TBR**) qui sont conformes à la norme française **XP A35-045**, dont les caractéristiques sont les suivantes.

● Cône d'ancrage pour câbles de précontrainte

On utilisera le cône d'ancrage **DYWIDAG** pour câbles de précontrainte en post-tension il doit être conforme à la **norme Européenne** et à ses équipements correspondants.

● Conduit de câbles de précontrainte

Les conduits de câbles seront conformes aux normes définies par CCTP.

3. Acier pour armatures passives

- Doit être conforme à la norme de NF A35-015, NF A35-016 et NF A35-019.

4. Revêtement

- On adopte le revêtement du tablier en Béton Bitumineux d'épaisseur 8.0cm surmontant une couche d'étanchéité mince de 0.5cm d'épaisseur. Cette couche étanche est disposée entre le tablier en béton armé coulé sur place et le béton bitumineux (BB).

5. Glissière de sécurité

- On disposera des glissières de sécurité aux deux côtés de pont, conformément aux normes techniques est aux documents **SETRA1999**.
 - Il est prévu de H3 à l'extérieur des viaducs sur oueds et sur vallées profondes
 - Il est prévu de H3 à l'extérieur du pont de l'autoroute
 - L'encastrement de chaque support reprend une force transversale de 300kN et un moment d'axe longitudinal de 200kNm et ce conformément à l'article 5.4.2.22 du guide technique **SETRA** « Barrière de sécurité pour la retenue des poids lourds Barrières de niveau H2 et H3 »

6. Appareils d'appui

- On utilisera des appareils d'appui en élastomère fretté conformément au **NF EN 1337** et **SETRA 1978**.

7. Joint de chaussée

- On disposera un joint de chaussée conformément au document **SETRA 1987**.

8. Ecran acoustique

- Des écrans acoustiques réfléchissants de 2m de hauteur sont prévus en rives de l'ouvrage conformément aux prescriptions techniques des normes européennes.
- Ecran anti-jetée au niveau de PS.

c. Approche globale

1. Répartition des travées

La disposition de type de viaduc (Répartition des travées : 36.1m) est suivante la Figure 3.10.

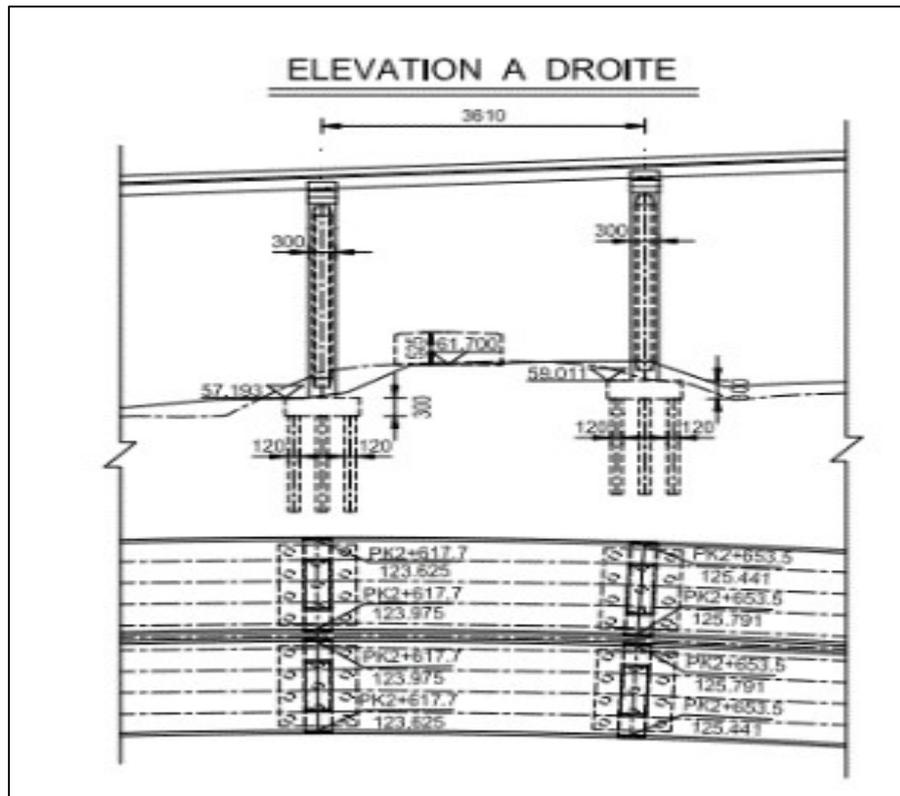


Figure 3.10 : Plan général de type de viaduc

2. Composition de la largeur de tablier

- 0.75m (Barrière H3) + 14.0m (Chaussée) + 0.5m (Barrière H3) + 2×0.5m (Bonde séparative) + 0.5m (Barrière H3) + 14.0m (Chaussée) + 0.75m (Barrière H3) = 31.5m.
- Sur une largeur de tablier de $W = 15.75\text{m}$, on dispose horizontalement 8 poutres, l'espace de poutre préfabriquée est de 192cm.
- Suivante la figure 3.11.

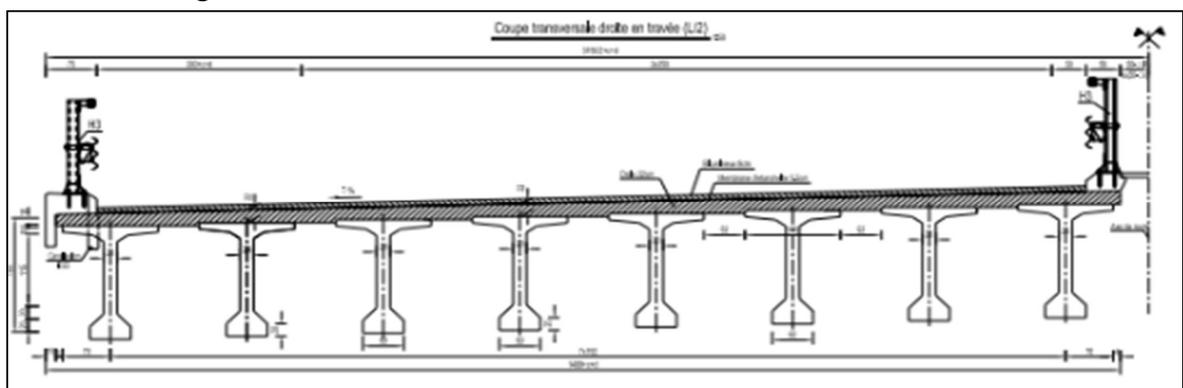


Figure 3.11 : Conception de la coupe transversale du tablier pour le viaduc V2.3

d. Conception de l'ouvrage d'art

1. Dimensions de structure

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

Pour ce franchissement on propose un tablier à poutres en T préfabriquées en béton précontraint par post-tension. La longueur de la poutre préfabriquée $L_{pr} = 35.9$ m et la distance entre appareils d'appuis est égale à $L_c = 34.9$ m.

L'épaisseur de l'hourdis coulé sur place est de 22cm. L'épaisseur de l'entretoise d'about est de 30cm.

Les charges de superstructure et de tablier sont transmises à la pile et à l'aculée au moyen des appareils d'appui en élastomère, qui à leurs tours les transmettent à la fondation par le biais des semelles et les têtes de pieux.

La structure de poutre en T préfabriquée en béton précontraint best comprise dans la figure 3.12.

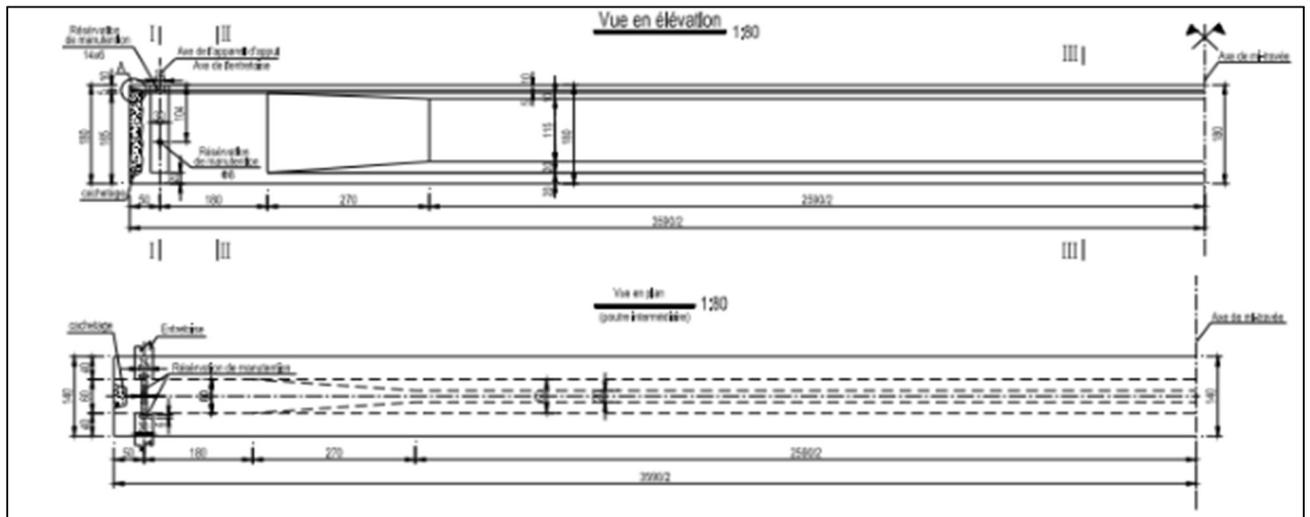


Figure 3.12: Plan de la structure de poutre en T préfabriquée en béton précontraint

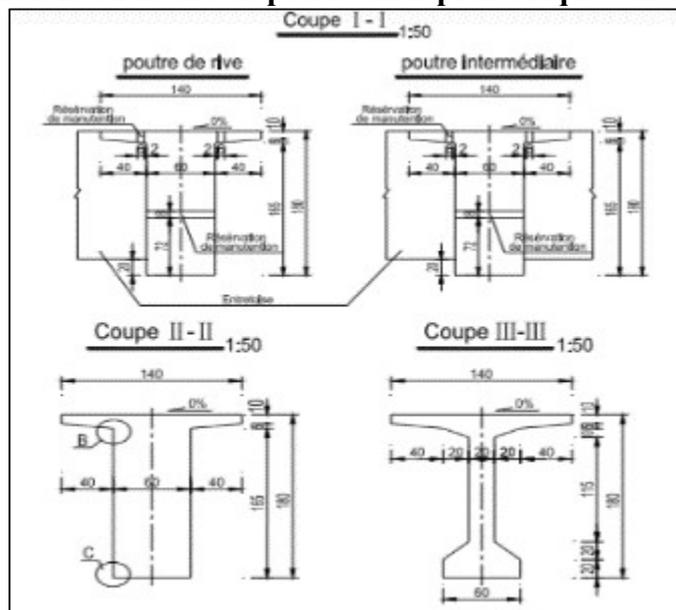


Figure 3.13: coupe transversale des poutres.

2. Tracé des câbles de précontraintes

Le câblage de la poutre préfabriquée de 36.1m best comprise dans la figure.

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

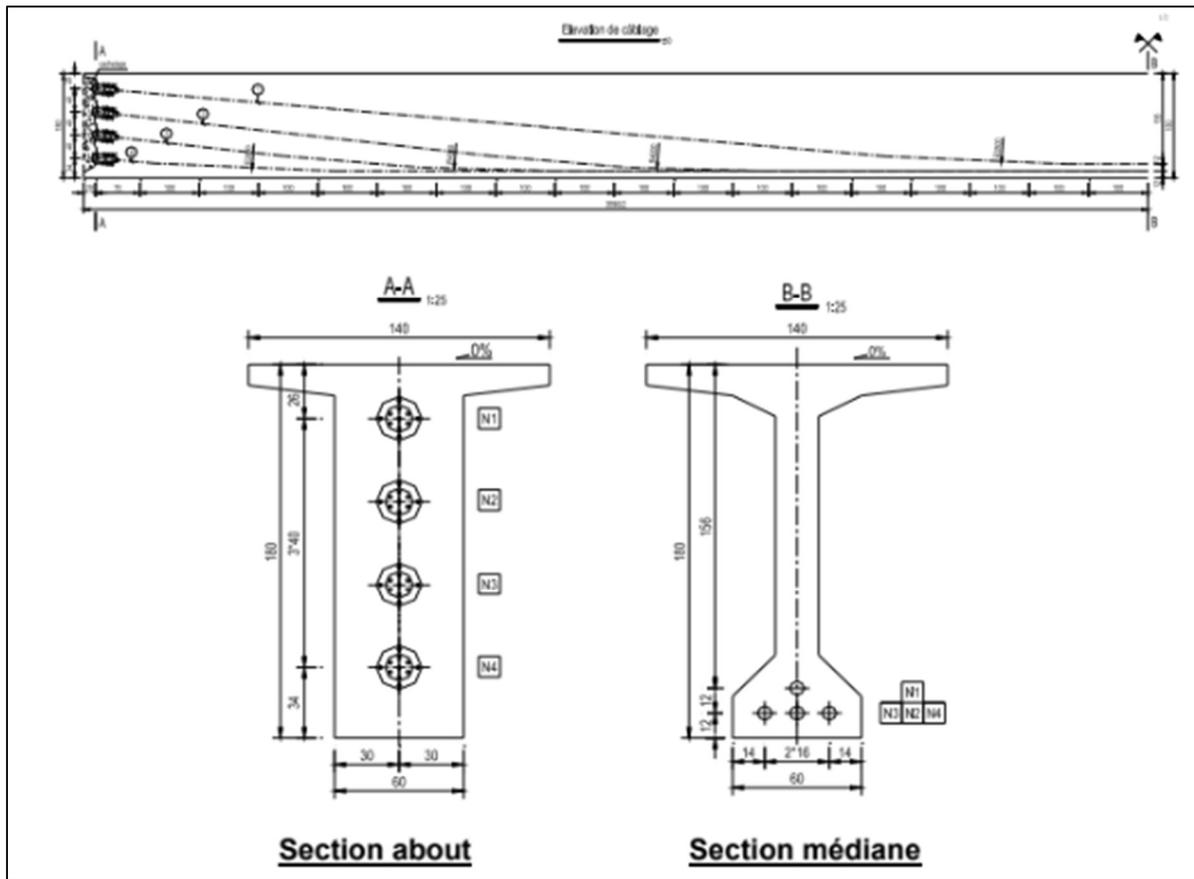


Figure 3.14 : Câblage de la poutre en T préfabriquée

Tableau 3.4 : Câblage de la poutre en T préfabriquée

N°	Type de câbles (mm)	Longueur (cm)	Sur longueur d'exécution	Longueur de découpage	Allongement total (cm)
N1	9T15	3561	2x75cm	3711	26,1
N2	9T15	3561		3711	25,9
N3	9T15	3556		3706	25,8
N4	9T15	3552		3702	25,8

e. Méthodologie de réalisation de la superstructure de l'ouvrage

Après réalisation de l'infrastructure conformément aux normes on procède à la pose des poutres préfabriquées par simple manutention. Après tous les réglages des cotes on lance l'opération d'exécution des entretoises et de la dalle de couverture qui seront coulées simultanément avec un béton de mêmes caractéristiques que celui des poutres.

Le tablier passe par les phases de construction suivantes :

- **Phase N° 1** : Préfabrication des Poutres en T
 - Coffrage, ferrailage, mise en place des gaines et bétonnage de la poutre

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- Au moment où la résistance du béton satisfait à la condition de la mise en tension ($f_{c22}=33.45\text{MPa}$), tirer par ordre les câbles(N3→N4→N2→N1) la mise en tension se fait des deux extrémités simultanément.
- Injection dans les gaines de précontraintes (la résistance du coulis ne peut pas être inférieure à **35MPa**), sceller la tête du câblage.

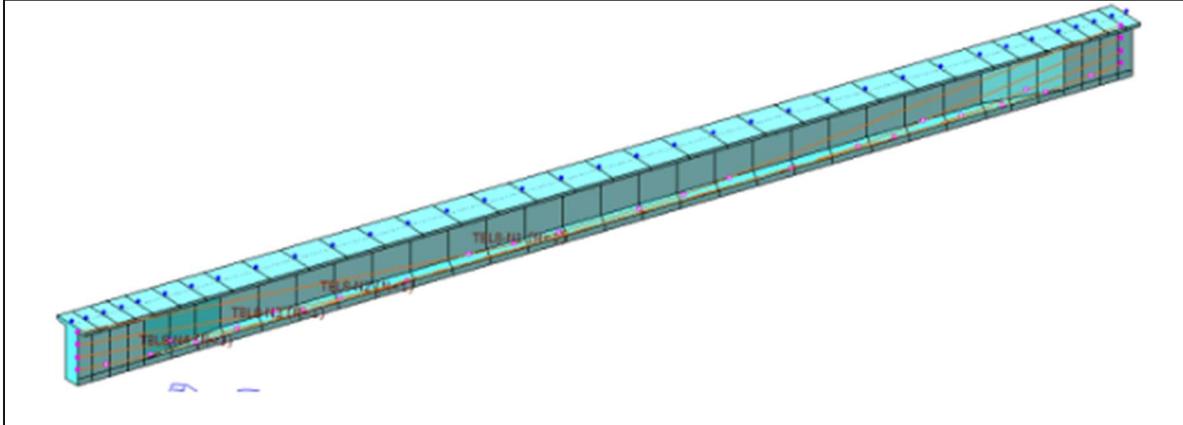


Figure 3.15 : Préfabrication des Poutres en T

- **Phase N° 2** : Stockage, transport et pose des poutres
 - Mise en stock des poutres (la durée ne devrait pas dépasser trois mois), au cours du transport, la poutre doit garder son état sur appuis simples.
 - Installation des appuis éternels sur culée et sur pile.
 - Attacher l'ensemble de la poutre type T préfabriqué sur appuis simples.

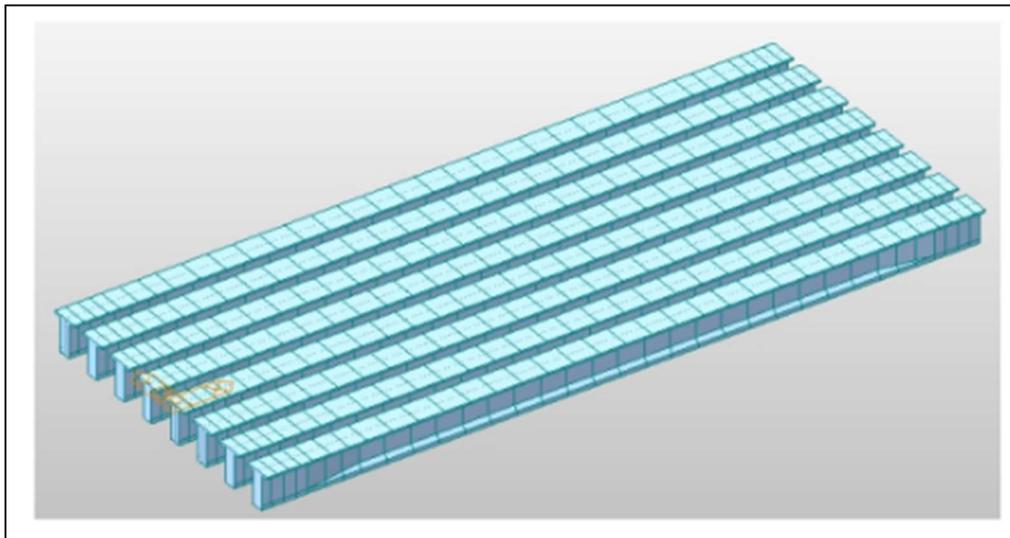


Figure 3.16 : Modèle numérique des poutres préfabriquées.

- **Phase N° 3** : Exécution des entretoises et de la dalle du tablier
 - Coffrage et ferrailage des entretoises pour renforcer la résistance transversale.
 - Coffrage et ferrailage de la dalle.
 - Coulage sur place en béton des entretoises et dalles pour réaliser une structure transversalement et longitudinalement continue pour qu'ils partagent les forces ensemble. L'ordre de l'exécution en béton des dalles : le coulage s'est fait à partir de la mi-travée vers les points d'appui.

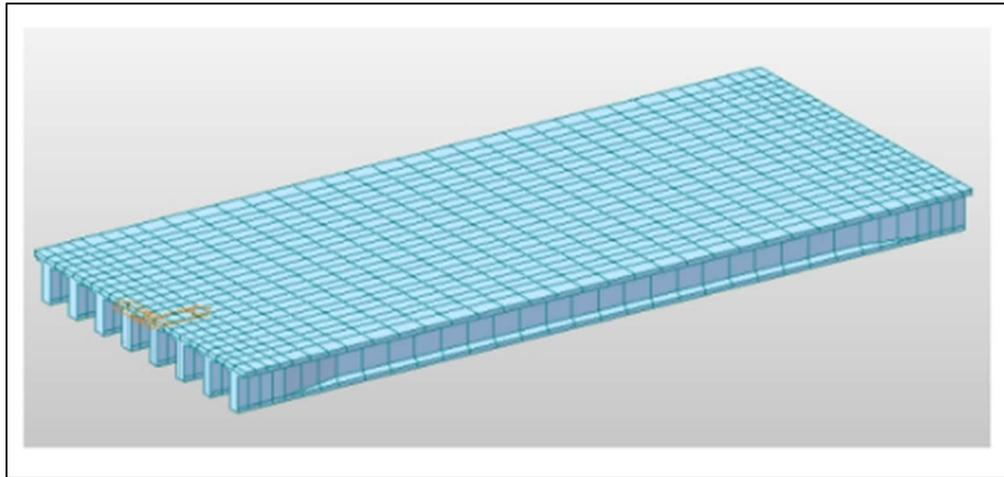


Figure 3.17 : Exécution des entretoises et de la dalle du tablier

● **Phase N° 4** : Charge permanente des équipements nécessaires sur le tablier et mise en exploitation

- Joint, corniche, barrières de sécurité, assainissement et étanchéité
 - Revêtement bitumineux du tablier et autres équipements annexes
- Achèvement de la réalisation du pont, lancement à l'exploitation.

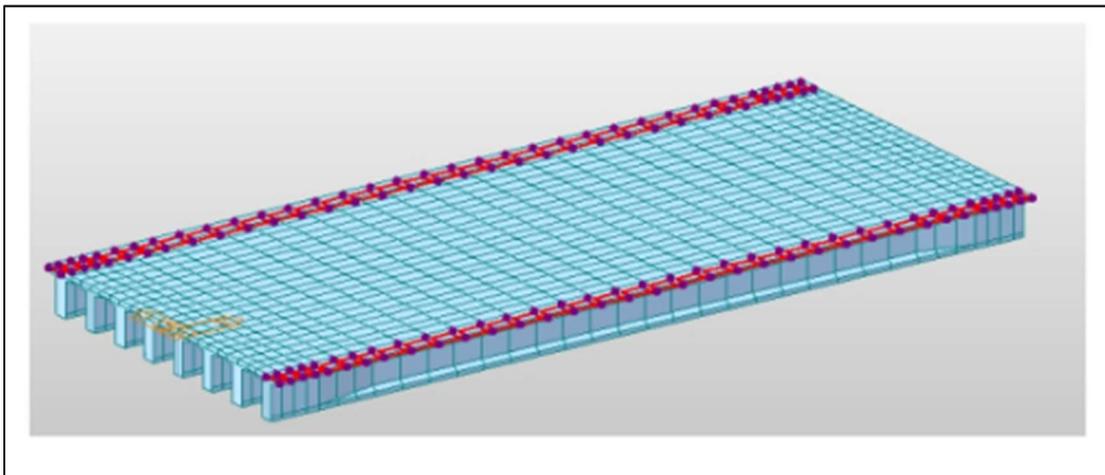


Figure 3.18 : Charge permanente des équipements nécessaires sur le tablier et mise en exploitation.

6.2 Critères de conception de partie infrastructure

a. Présentation de calcul

Le calcul commence par la répartition des efforts horizontaux longitudinaux (y compris les efforts de température, freinage et action sismique) sur l'infrastructure de l'ouvrage.

- Les sollicitations de chaque pile sont évaluées à partir de :
 - Des résultats de la distribution des efforts horizontaux longitudinaux
 - Des charges verticales transmises par la superstructure
 - Des efforts transversaux.
- Les sollicitations de chaque culée sont évaluées à partir de :
 - Des résultats de la distribution des efforts horizontaux longitudinaux

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- Des charges verticales transmises par la superstructure
- Des efforts transversaux.
- La poussée des remblais derrière culée
- L'action dynamique des remblais derrière culée.

Le calcul de section et la détermination des armatures la pile et des culées sont fait selon les combinaisons des ELU-ELS-ELA. Bien entendu la disposition des armatures la plus défavorable est retenue.

En fin le calcul parasismique du pont est fait suivant les spectres de réponses donnés par RPOA 2008. L'évaluation de la poussée des remblais derrière culée est déterminée suivant la méthode de Coulomb, et l'action sismique est calculée selon la théorie de MONOBE OKABE. Voir le processus de calcul détaillé dans le logigramme suivant :

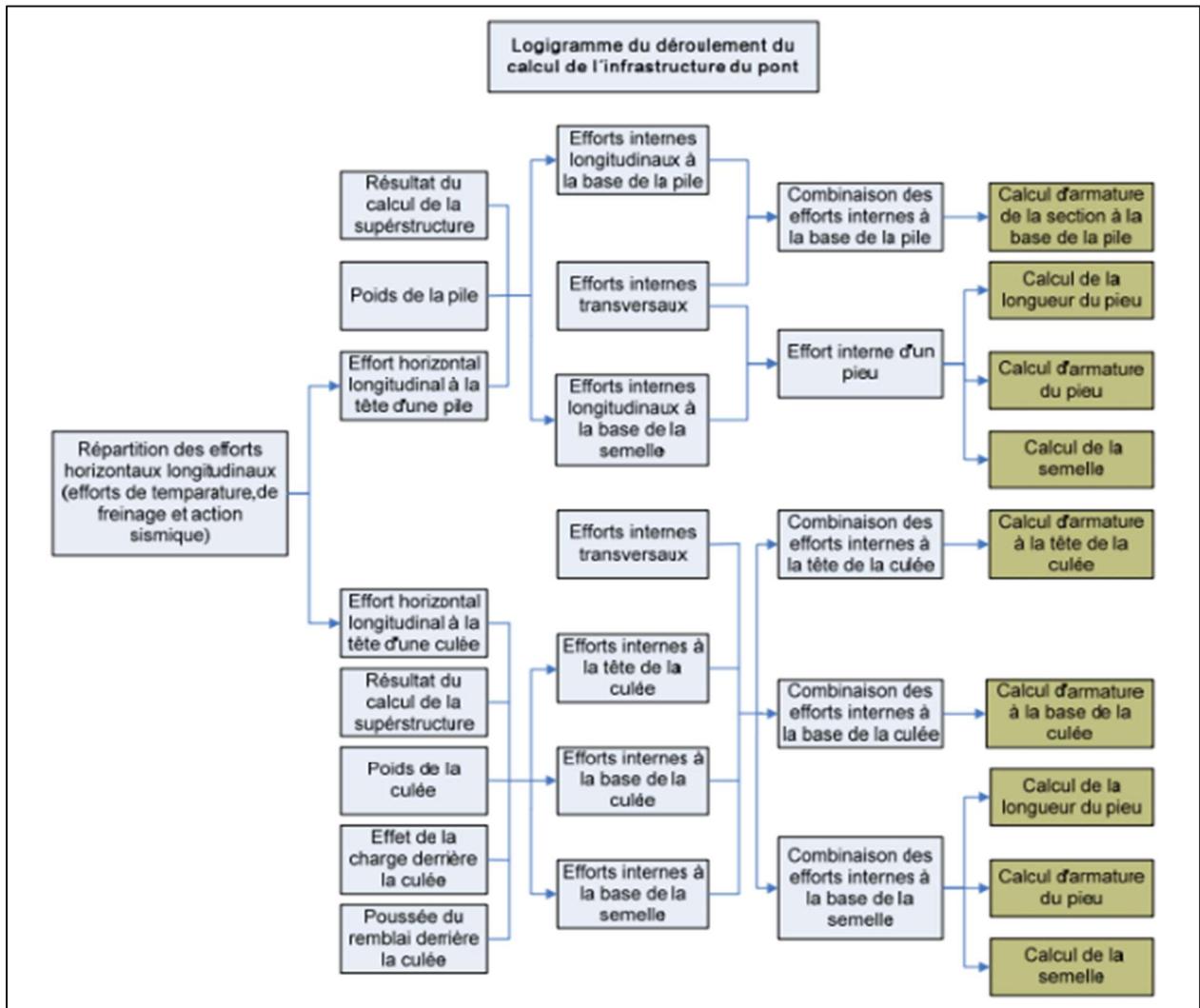


Figure 3.19 : L'organigramme du déroulement du calcul de l'infrastructure du pont

b. Paramètre de calcul et matériaux de construction

1. Normes et règles de calcul

Les normes et règles utilisées sont contractuelles, les principales comme suivantes :

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- Béton armé : **FASCICULE 62 (Titre 1) (section I)**
- Règlement parasismique : **RPOA 2008**
- Surcharge routières : **RCPR 2008**
- Calcul de fondations : **FASCICULE 62**
- Poussée du sol : **FASCICULE 62 Titre V**

2. Normes techniques

- Classification de pont : la classe est 1 à 3 voies
- Largeur des tabliers : $2 \times [0.75\text{m (dispositif de sécurité de gauche)} + 12.0\text{m (chaussée)} + 0.5\text{m (dispositif de sécurité de droite)}] + 1.0\text{m(TPC)} = 27.5\text{m}$, LR = 12.0 m, LC = 12.0 m
- Fissuration : préjudiciables
- Charge d'étude : charge A, B, MC, D
- Variation de température : $\pm 35^\circ\text{C}$
- Retrait et fluage (exprimés en différence de température) : -23°C
- Coefficient de dilatation linéaire de poutre principale : $10^{-5}/^\circ\text{C}$
- Zone sismique : I
- Groupe d'usage : 1
- Accélération sismique : 0.15g
- Site : type S2

3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

a) Chevêtre, pile, culée, mur garde grève, semelle, dalle de transition

Béton : $f_{c28} = 27.0\text{ MPa}$, Acier : $f_e = 500\text{ MPa}$, $\gamma_{\text{Béton armé}} = 25\text{ kN/m}^3$

b) Pieu

Béton : $f_{c28} = 35.0\text{ MPa}$, Acier : $f_e = 500\text{ MPa}$, $\gamma_{\text{Béton armé}} = 25\text{ kN/m}^3$

Selon l'article A 3.1. Du chapitre 5 du fascicule 62 CCTG, dans la formule

$$f_c = \frac{\inf(f_{cj}; f_{c28}; f_{clim})}{k_1 k_2}$$

Lors de $f_{clim} = 25\text{ MPa}$, $f_{cj} = f_{c28} = 35\text{ MPa}$, $k_1 = 1.2$, $k_2 = 1.0$, on obtient $f_c = 20\text{ MPa}$

c) Appareil d'appui

Elastomère : $G_{\text{sismique}} = 1.2\text{ MPa}$, $G_{\text{statique}} = 0.9\text{ MPa}$.

d) Remblai derrière culée

Angle de frottement interne du sol : 30.0° ,

Poids volumique du sol $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$

c. Chevêtre

Notre chevêtre d'une pile avec la largeur de la plate-forme en bloc, la travée de 27.5m et le biais de 0. On considère la structure d'ensemble similaire de chevêtre et de corps de pile comme modèle d'analyse en utilisant le logiciel de RobotMillennium v23.0. La pile est composée d'un chevêtre de $L=1298\text{cm}$ de long ayant $W=220\text{cm}$ de large et $H=200\text{cm}$ de haut, on adopte la pile creuse de la paroi mince avec $l=770\text{cm}$ de largeur et $w=180\text{cm}$ d'épaisseur. On applique la poutre en T pour la superstructure qu'il y a 7 poutres sur le demi tablier transversal avec

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

E=192cm de l'espace des poutres. La largeur de la hanche du chevêtre L1=327cm, la hauteur H1=100cm. La distance axiale entre l'appui et le chevêtre e=75cm.

Ci-dessous on donne un plan de chevêtre.

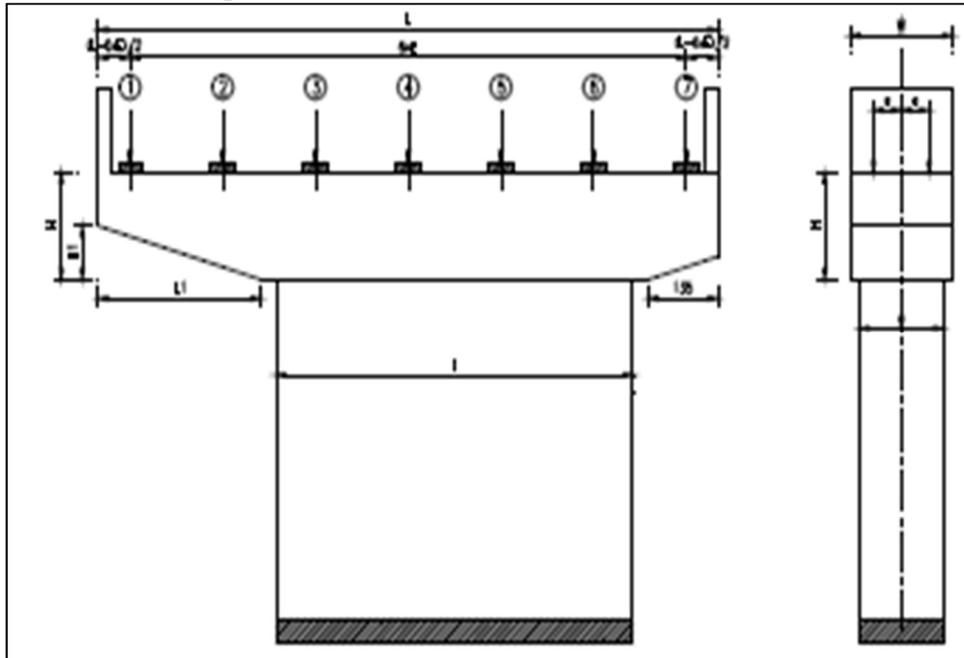


Figure 3.20 : plan de chevêtre de la pile

Les charges et surcharges provenant du tablier sont transmises au chevêtre par l'intermédiaire des appareils d'appuis, elles sont déduites à partir de la note relative à la superstructure du pont. En fin le calcul de section du chevêtre est fait selon les états limites ELU-ELS-ELA en considérant la combinaison la plus défavorable.

1. Paramètres de calcul

- Norme de calcul: **BAEL 91.MOD.99**
- Règlements parasismiques: **RPOA2008 + Eurocodes 8**
- Guide de conception cadre et portique **SETRA**
- poussée du sol: **FASCICULE 62 Titre V**
- Surcharge: **RCPR2008**
- Fissuration: Préjudiciable
- Enrobage: C= 5.0 (cm)

2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A. Le béton

- La résistance caractéristique du béton $f_{c28}=27.0$ MPa, densité $\gamma=25$ (KN/m³)
- Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton vaut:

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\varphi \cdot \gamma_b}$$

$$\text{Avec } \varphi = \begin{cases} 0.85(ELA) \\ 1.0(ELU) \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{combinaisons fondamentales} \end{cases}$$

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\varphi \cdot \gamma_b} = \begin{cases} 23.5 \text{ MPa ELA} \\ 15.3 \text{ MPa ELU} \end{cases}$$

- La contrainte caractéristique de traction du béton est définie par :
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$
- Soit pour : $f_{c28} = 27.0 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$
- Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charge routière), le module de déformation instantané du béton est :

- $E_{ij} = 11000 \sqrt[8]{f_{cj}}$

Soit pour : $f_{c28} = 27.0 \text{ MPa}$

- $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$

Pour les charges de longue durée (tel que PP, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

- $E_{ij} = 3700 \sqrt[8]{f_{cj}}$

Soit pour : $f_{c28} = 27.0 \text{ MPa}$

- $E_{ij} = 11100 \text{ MPa}$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

- $f_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$

Soit pour : $f_{c28} = 27.0 \text{ MPa}$

- $f_{bc} = 16.2 \text{ MPa}$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en traction du béton vaut :

Combinaisons fondamentales :

- $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$

B. Les aciers pour béton armé

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500

- La limite d'élasticité: $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité: $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
- Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible de l'acier de traction vaut :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : pour combinaisons fondamentales, $\gamma_s = 1.15$. $f_{ed} = 435 \text{ MPa}$

Pour combinaisons accidentelles,

$$\gamma_s = 1.00$$
$$f_{ed} = 500 \text{ MPa}$$

- Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut

$$f_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right)$$

$$f_s = \text{Min}(333.3; \text{Max}(0250; 207.3)) = 250 \text{ MPa}$$

d. La pile

Les piles sont constituées d'un ou de plusieurs fûts, dont la forme relève de nombreux critères, à la fois d'ordre mécanique et esthétique. Les poutres reposent sur un chevêtre ou sommier d'appui, par l'intermédiaire d'appareils d'appui en élastomère fretté.

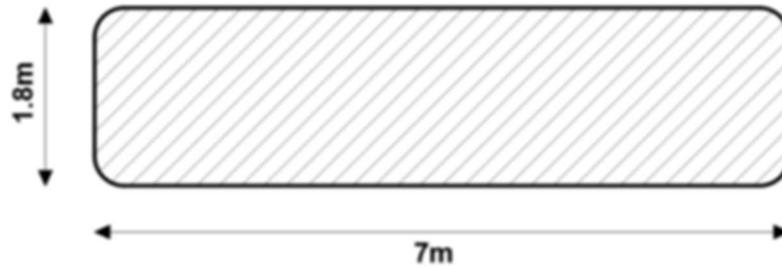


Figure 3.21: La section de la pile pleine

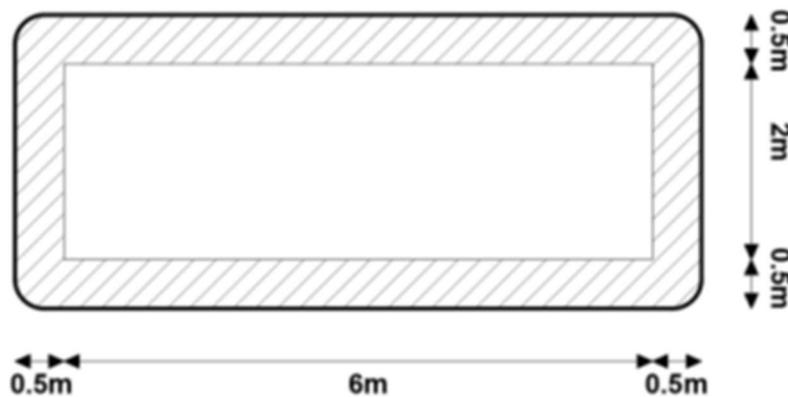


Figure 3.22 : La section de la pile creuse

e. Culées

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Une telle culée est généralement fondée superficiellement, compte tenu des efforts horizontaux importants, ce qui limite son emploi au cas des très bons sols. Dans tous les cas, on ne pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres. Dans la pratique, son emploi reste limité aux cas où l'on souhaite limiter la longueur du tablier au strict nécessaire.

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$H_{culée} = \text{cote projet} - \text{cote fondation}$

❖ Dimensionnement de la culée C1 droite :

Nota :

- Toutes des dimensions en cm, Les cotes en m
- Le système d'appui des culées a une hauteur de 40 cm

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

- Ce plan est applicable à la culée C1 (droite). En tête de la culée est prévu un appareil d'appui de type JBZC 350*400*88

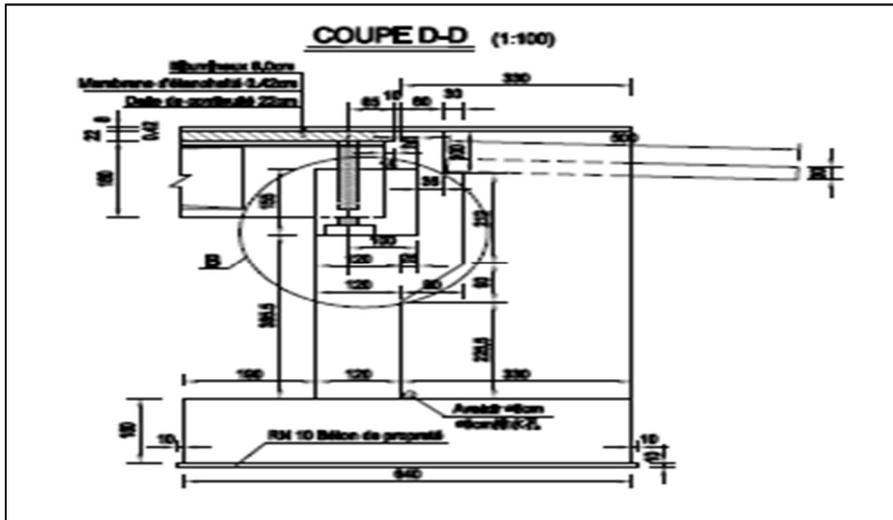


Figure 3.23 : Coupe de la culée C1

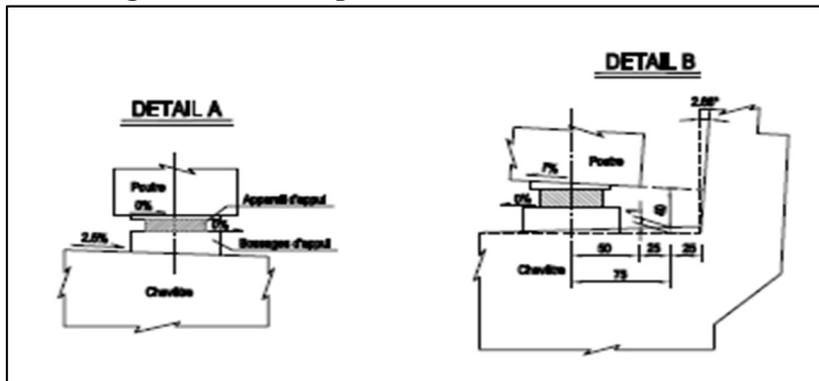


Figure 3.24 :Détails A et B de la culée C1

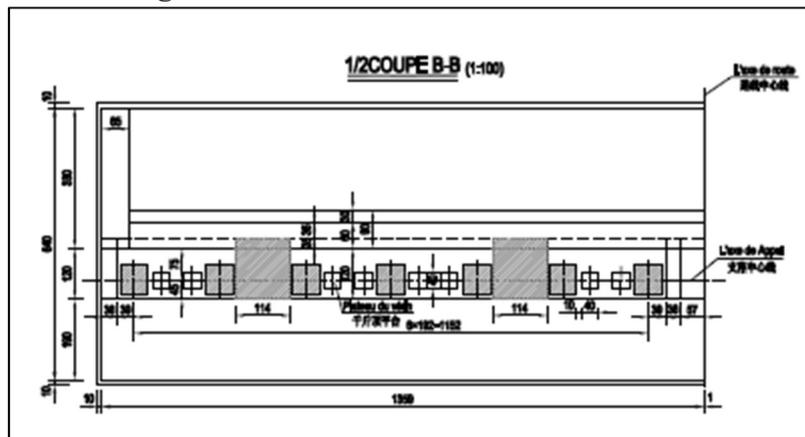


Figure 3.25: Vue en plan de la culée C1

- ❖ Dimensionnement de la culée C33 droite :

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

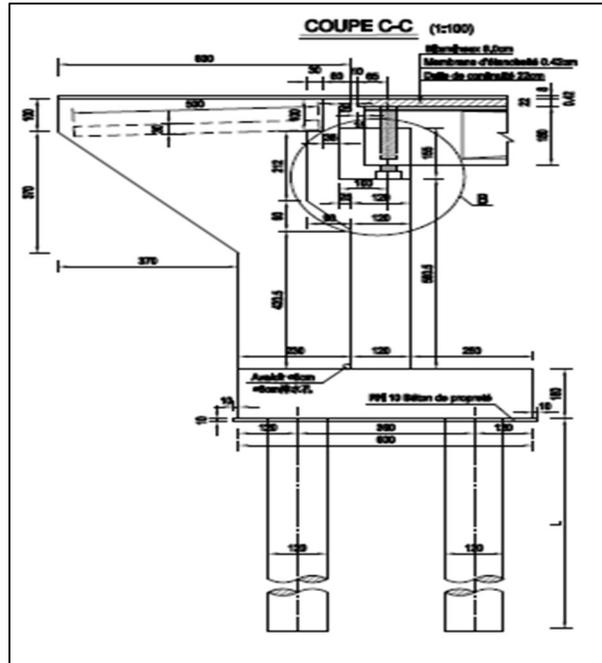


Figure 3.26 : Coupe de la culée C33

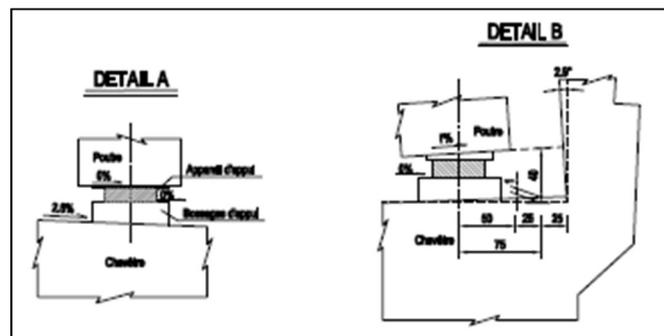


Figure 3.27 : Détail A ; B Culée C33

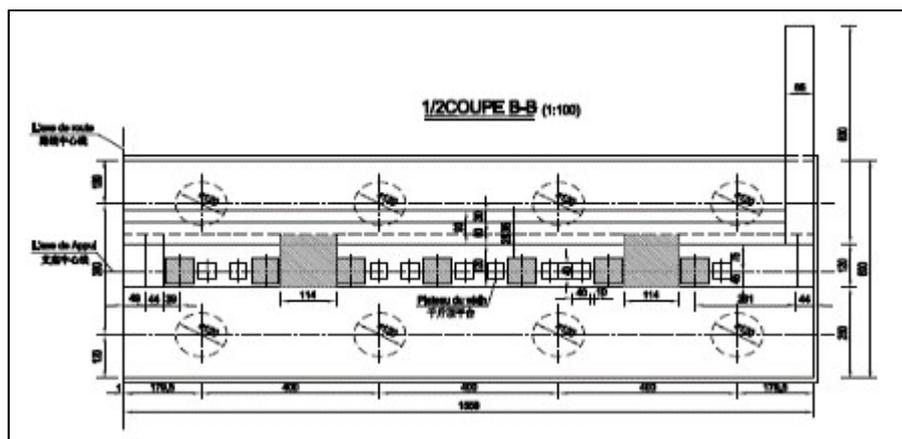


Figure 3.28 : Vue en plan de la culée C33

f. Pieux

Pour les dimensions et les positions des pieux, voir la figure III.29

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

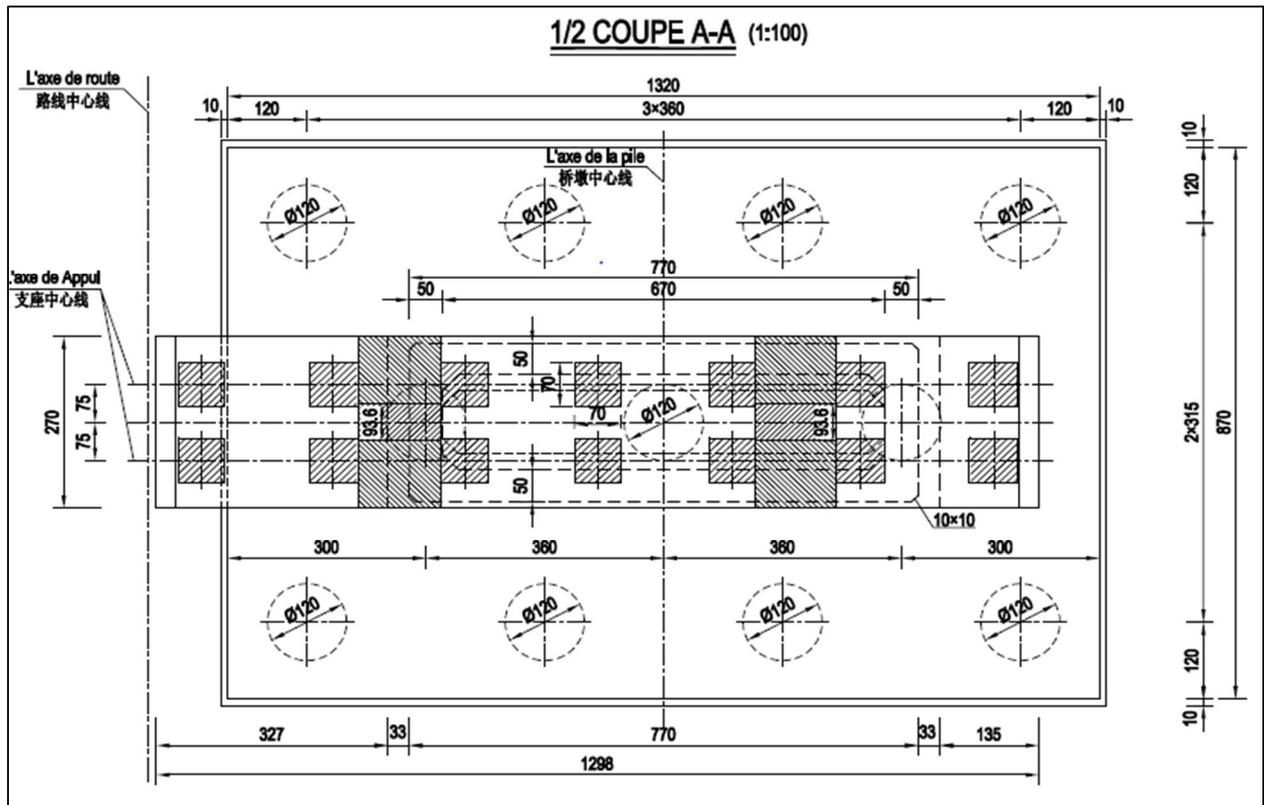


Figure 3.29 : Positionnement des pieux

1. La longueur des pieux

Le calcul de la longueur des pieux est réalisé à l'aide du logiciel français GEOFOND. Ce logiciel permet de calculer la capacité portante de fondations profondes par la méthode du CCTG Fascicule 62 Titre V, ainsi que les tassements de fondations profondes par la méthode de FRANK&ZHAO. Les essais à disposition comprennent des essais pressiométriques et des essais de pénétration statique.

La fondation de pieux sera réalisée à l'aide du forage à la boue. La technique du forage à la boue s'effectue conformément au livret C du CCTP.

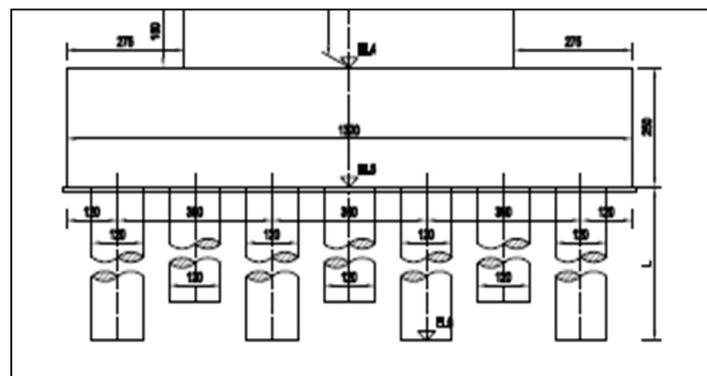


Figure 3.30 : Coupe des pieux avec L=19m

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

2. Plan d'implantation des pieux

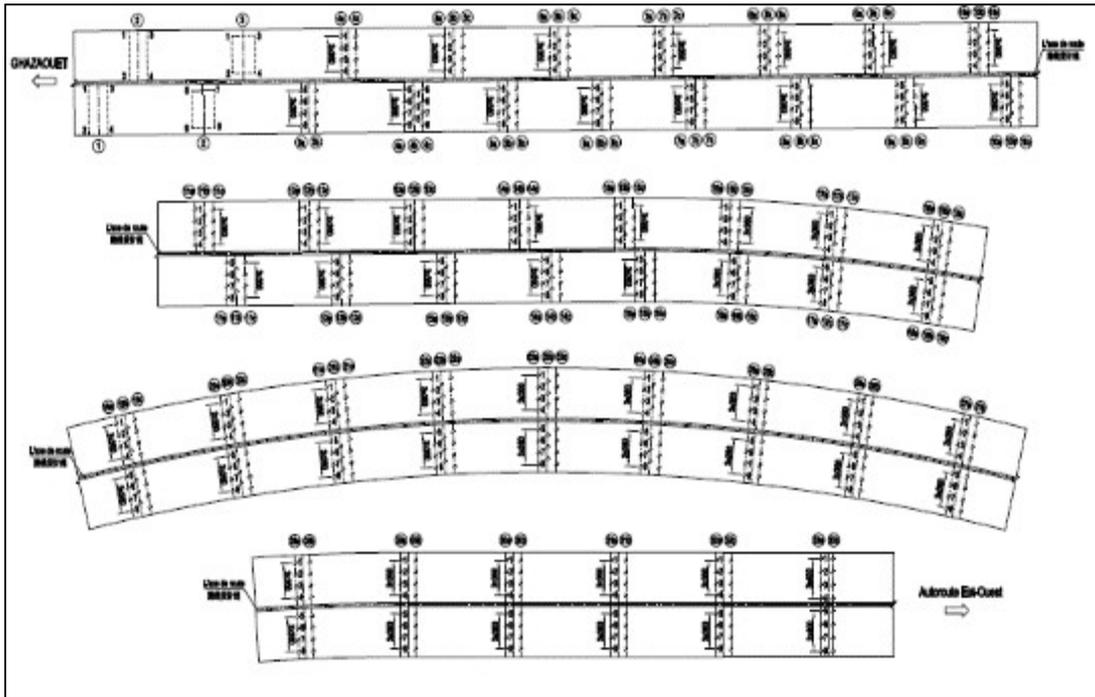


Figure 3.31 : Plan d'implantation des pieux du BET

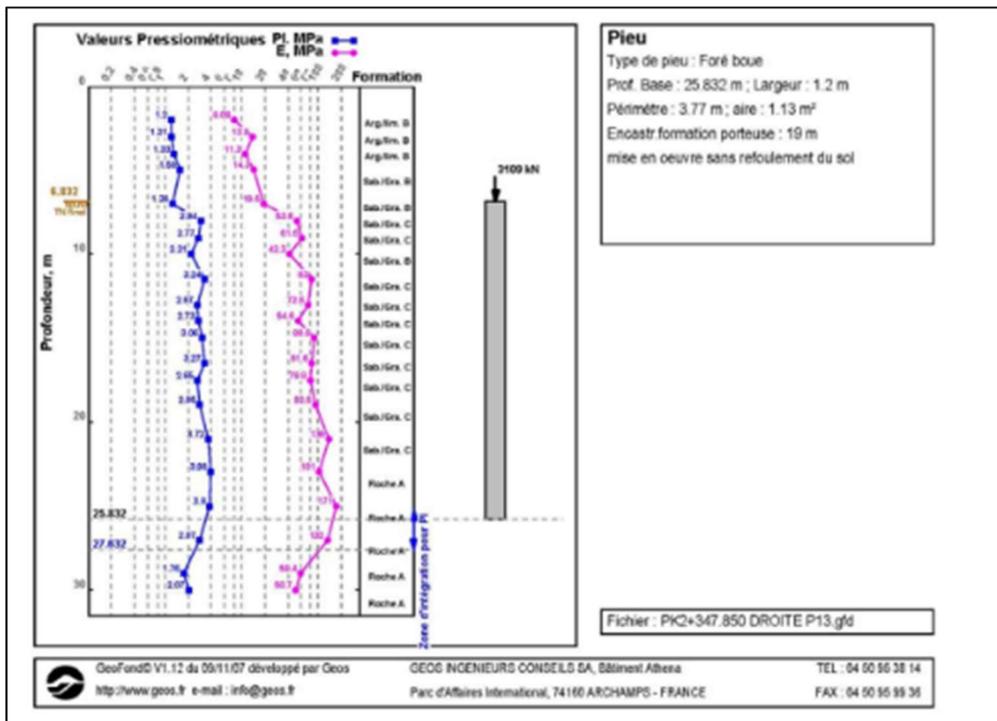


Figure 3.32 : Résultats de calcul des pieux pour la pile droite P13(BET)

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

Résultats de calcul : Capacité portante	Résultats de calcul : Tassement
Par la méthode du Fascicule 62 $r_p = 1$ $r_s = 1$ $Q_{su} = 10.3 \text{ MN}$ $P_{le} = 3.13 \text{ MPa}$ $k_p = 1.1$ $q_u = 3.44 \text{ MPa}$ $Q_{pu} = 3.89 \text{ MN}$ $Q_c = 9.17 \text{ MN}$ $Q_u = 14.2 \text{ MN}$ $Q_{tc} = 7.23 \text{ MN}$ $Q_{tu} = 10.3 \text{ MN}$	$\sigma_b = 2.75 \text{ MPa}$ Par la méthode de Frank & Zhao $q(25.8) = 3.44 \times 10^3 \text{ kPa}$ $q_p(25.8) = 17.2 \text{ kPa}$ $q_{tu}(25.8) = 19.5 \text{ MN}$ $D = 1.68 \text{ mm}$
$Q_{max}(\text{ELU Fondamental}) = 10.2 \text{ MN} > 5.0951 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$ $Q_{max}(\text{ELU Accidentel}) = 11.8 \text{ MN} > 8.3794 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$ $Q_{max}(\text{ELS Rare}) = 8.34 \text{ MN} > 3.7739 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$ $Q_{max}(\text{ELS Quasi Permanent}) = 6.55 \text{ MN} > 3.109 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$	
$Q_{min}(\text{ELU Fondamental}) = -7.38 \text{ MN} < 0 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$ $Q_{min}(\text{ELU Accidentel}) = -7.94 \text{ MN} < -2.7673 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$ $Q_{min}(\text{ELS Rare}) = -5.16 \text{ MN} < 0 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$ $Q_{min}(\text{ELS Quasi Permanent}) = 0 \text{ MN} < 0 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$	

Figure 3.33 : Résultat de calcul de capacité portante et Tassement

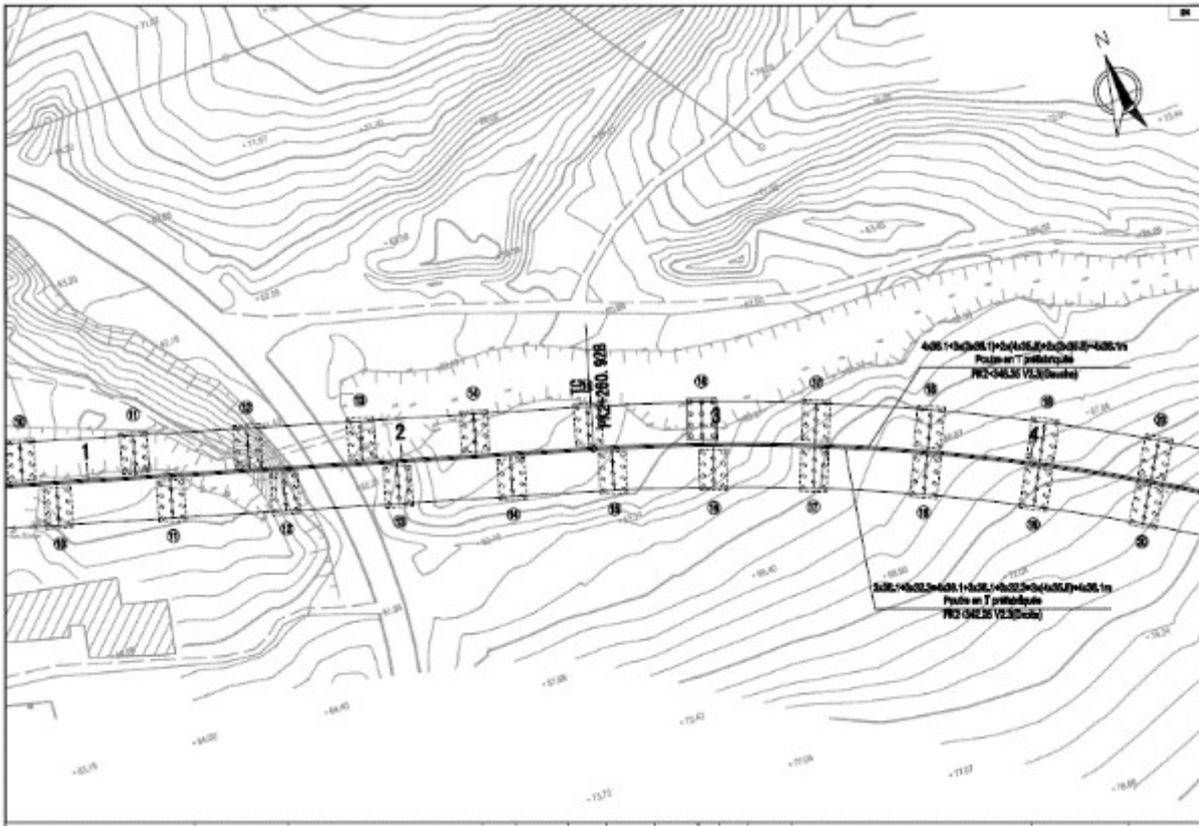


Figure 3.34 : Plan de situation du viaduc V2.3

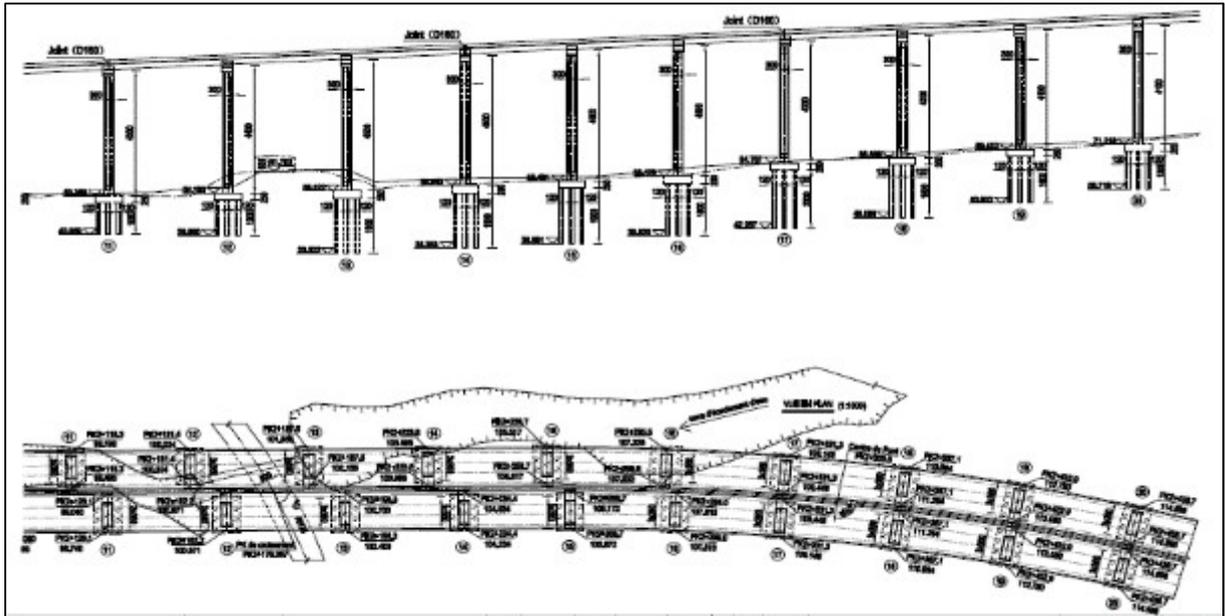


Figure 3.35 : Coupe longitudinale du viaduc droit V2.3

II. Présentation de l'incident de surconsommation de béton sur l'appui P13 :

1. Incident de surconsommation de béton au droit de l'appui P13 du viaduc V2.3 :

Des difficultés ont été observées lors du bétonnage des pieux A5, A7 et B6, respectivement les 15 juin, 17 juin 2016.

L'Entreprise a observé que le niveau du béton restait stable après avoir coulé un grand volume de béton. Liées probablement à la présence de cavité latérale non détectée lors des sondages. Rappelons à ce sujet qu'un incident similaire a eu lieu, en date 09/10/2015, lors du bétonnage dupieu A8 sur l'appui P14 du côté droit toujours.

Les sondages géotechniques (effectués sur l'appui P14 PSO1-5) montrent que le substratum est des grés sous une couche de grave argileuse interférant, autour de 18 m de profondeur, une couche de roche « bioclastique ».

L'entreprise aurait dû arrêter le bétonnage à chaque fois pour que le béton fasse sa prise de façon que le béton coulé fasse un « bouchon ».

Sur les 03 pieux en question, des quantités plus au moins importantes ont été nécessaires pour créer le « bouchon » variant de 40 jusqu'à 120 m³.

Après l'analyse des difficultés, l'entreprise a constaté que le niveau d'eau donné par les piézomètres est trop bas pour qu'il s'agisse d'un entrainement du béton par l'eau.

2. Structure et conditions géotechniquesde notre fondation

Le viaduc V 2.3 est composé de plusieurs piles, les pieux de fondation des piles P13 sont parmi les plus longs (étant situé en fond de vallée) qui font 19 m de longueur, leur substratum de fondation étant assez profond.

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

Suite aux incidents (Pertes de béton) lors du bétonnage de 3 pieux, un forage exploratoire a été fait sur le pieu B4 (Fondation de droite).

Les sondages géotechniques n'ont pas révélé de difficulté particulière : Le substratum est du grès sous une couche de grave argileuse avec une transition autour de 18 m de profondeur (Par rapport au sommet de pieu) avec 2 m de roche "bioclastique".

3. Décisions de traitement prises après l'incident :

Une campagne géotechnique complémentaire a été effectuée en réalisant un sondage carotté ainsi qu'un essai pressiométrique sur une profondeur d'environ 30 mètres en vue de constater la présence des cavités. L'étude géotechnique a été présentée au Maître d'ouvrage le 27/07/2016 et a été approuvée par le BCS le jour même.

A l'issue de cette campagne de reconnaissance géotechnique complémentaire, la présence de cavité a été confirmée et cela pourrait engendrer un risque potentiel sur la pérennité de l'ouvrage V 2.3 y compris la pile P13D avoisinant les 45 mètres de hauteur.

4. Arrêt de la profondeur du pieu B4 de la semelle P13D :

Dans le but de déterminer la fiche à laquelle il faut ancrer les pieux, un essai pressiométrique a été effectué à la côte 55.52 m, niveau correspondant à la cote du terrain naturel.

Les échantillons prélevés lors de la réalisation de l'essai pressiométrique PS01-21 ont révélé une lithologie du terrain se résumant comme suit :

- a) Entre 0m et 11.50m (cotes correspondantes : de 55.52m à 44.02m) : Grave argileuse : livide, brune grisâtre, sans triage, contenant une quantité de tuf basaltique.
- b) Entre 11.50m et 18.70m (cotes correspondantes : de 44.02 à 36.82): Roche molle bioclastique, livide, structure bioclastique, la roche est constituée de corail et de coquillage concassés sous effet de cimentation de carbonate de calcium, carotte fracturée sous forme de fragments à 18.70m (cote correspondante : 36.82) : Niveau de la nappe d'eau.
- c) Entre 18.70 et 19.40m (cotes correspondantes : de 36.82 à 36.12) Cavité : roche totalement altérée, la carotte est sous forme de sable grossier. Au cours de forage, la tige de sondage tombe en chute libre sur une distance de 50 à 70cm.
- d) Entre 19.40 et 30.10m (cotes correspondantes : de 36.82m à 33.32m) : une roche molle, Les carottes sont sous forme de colonnes courtes ou de fragments.
- e) Entre 22.2m et 30.10m (cotes correspondantes : de 33.32m à 25.42m) : Grès brun jaunâtre, structure sableuse, formation stratifiée, roche mal formée et très molle, la carotte est en forme de colonne de sol avec un taux bas de prélèvement des carottes.

Les pieux doivent être scellés dans la couche de grès. La profondeur de scellement sera au minimum de 3 fois leur diamètre. Il faut s'assurer que les pieux seront bien ancrés à un niveau plus bas par rapport celui de la cavité. Leur fiche sera de 22.60 m (à la côte de 29.922m) au lieu de 19 m côte de 33.522).

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

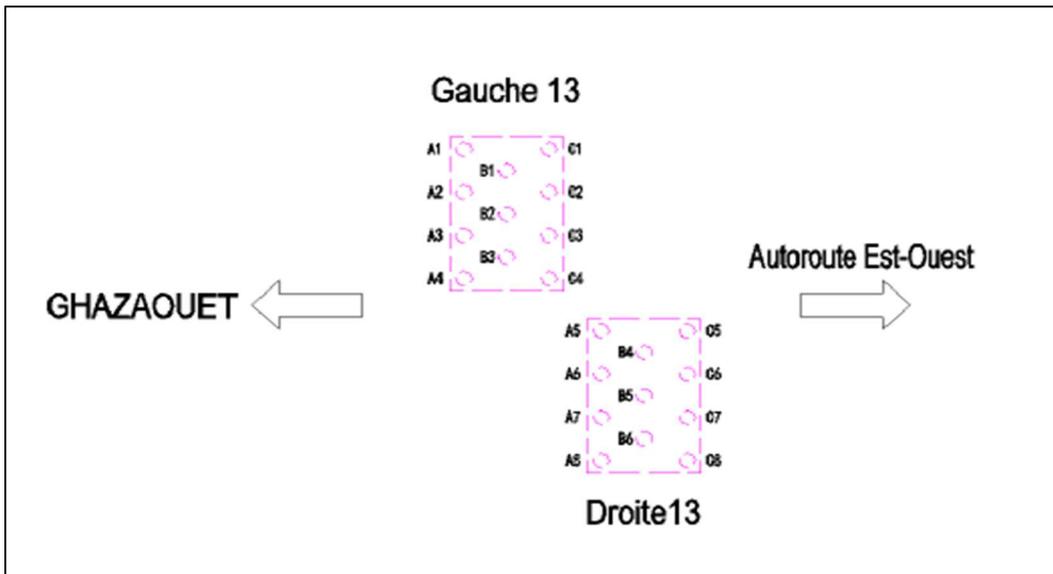


Figure 3.36 : Répartition des pieux dans les deux appuis P13

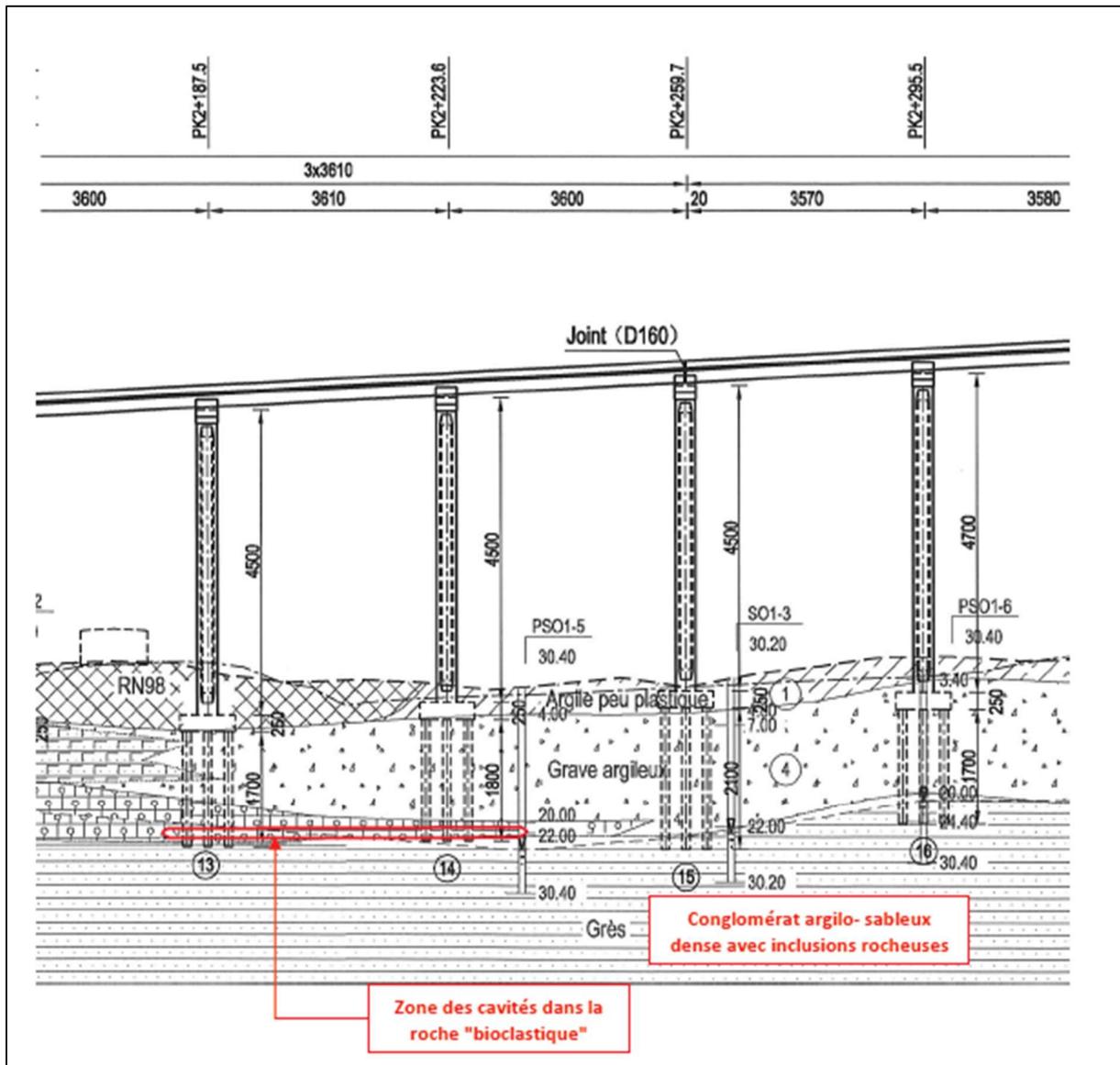


Figure 3.37 : Coupe géologique dans la zone des piles P13 à P16 du V2.3

III. Procédure de remplissage des cavités :

Après un long débat, il a été décidé ce qui suit :

Faire un bétonnage initial de l'ordre de 20 m³ avec un béton plutôt sec, attendre que le béton coulé fasse sa prise initiale (Environ deux heures, de façon que le béton coulé fasse "bouchon") puis poursuivre normalement le bétonnage.

Ceci est une dérogation au CCTP (Principe du bétonnage continu). Cela peut être applicable qu'en fond de pieu, les efforts de flexion dans cette zone étant faibles.

1. Illustrations graphiques des étapes de remplissage des cavités

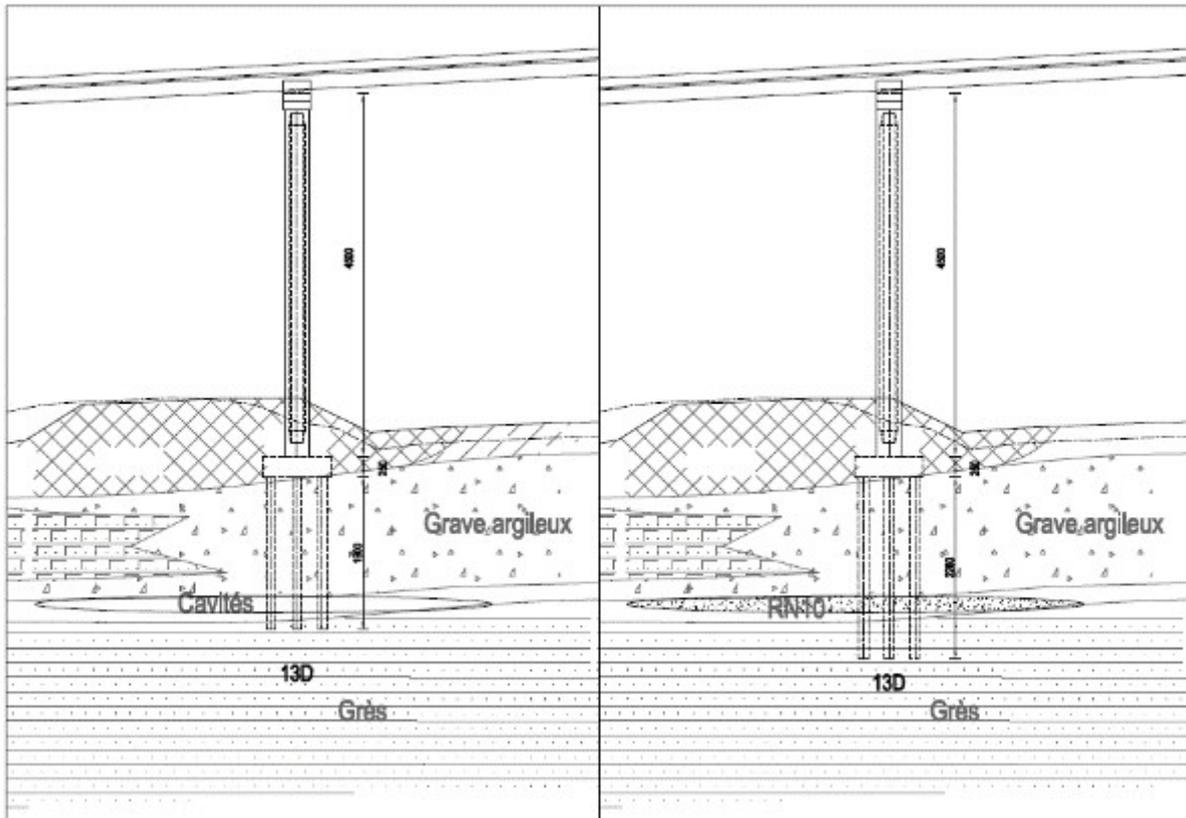


Figure 3.38 : circonstance géologique sur site **Figure 3.39 : circonstance géologique suite à l'application de la solution**

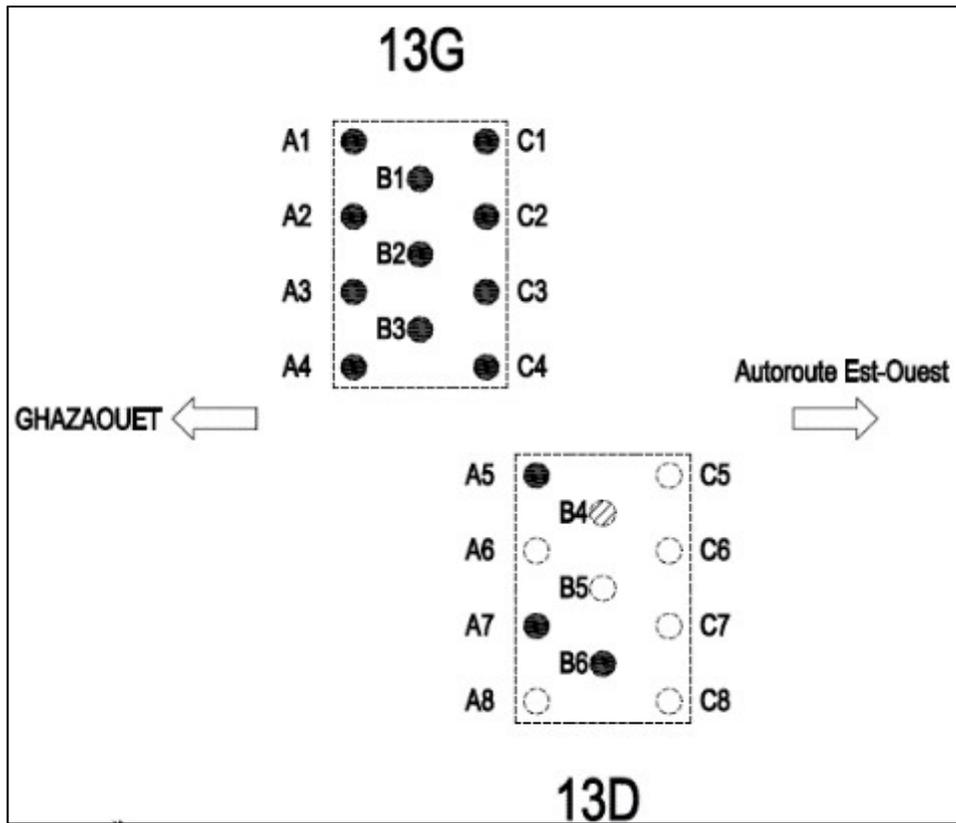


Figure 3.40 : Répartition des pieux dans les deux appuis P13

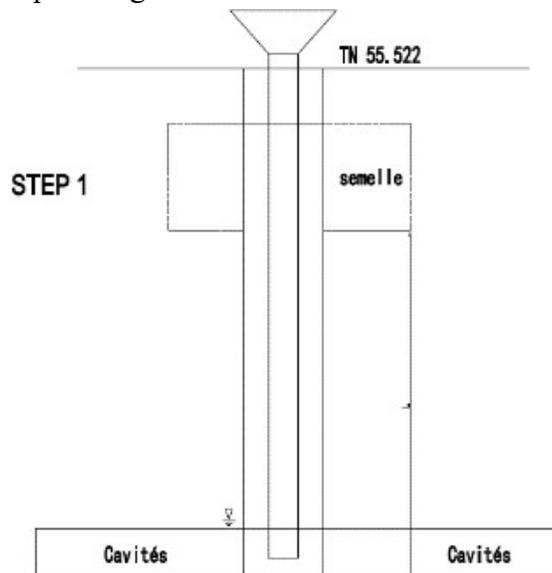
On note :

La fondation des pieux de la partie gauche et les pieux a5 a7 et b6 de la partie droite du viaduc 2.3 ont été réalisés. Le pieu b4 droit a été foré.

Compte tenu des pieux déjà réalisés et de la circonstance géologique sur site, les pieux de la pile 13 droite seront prolongés de 3.6m de façon à assurer la pointe de pieu dans la couche de grés dur.

1.1.Méthodologie de réalisation des pieux :

- A. On premier temps lors de forage du pieu, il faut d'abord forer jusqu'au niveau de la cavité Comme l'indique la figureIII.41



Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage v2.3 de la pénétrante de Ghazaouet

Figure III.41 : forage du pieu au fond de la cavité

- B.** Suite au forage au fond de la cavité, on met en place des tubes pour injecter le béton RN10 et remplir la cavité comme l'indique la Figure III.42 :

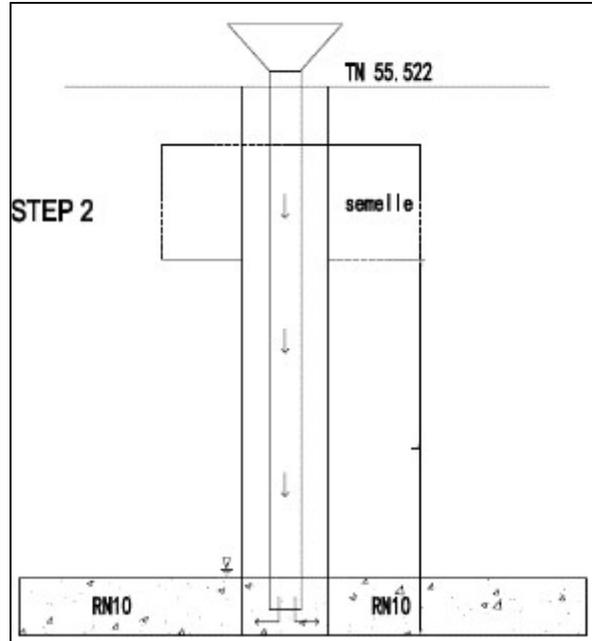


Figure 3.42 : remplissage du béton RN10 dans la cavité

- C.** Après la prise initiale du béton RN10, on continue le forage jusqu'au niveau de la cote au fond du pieu

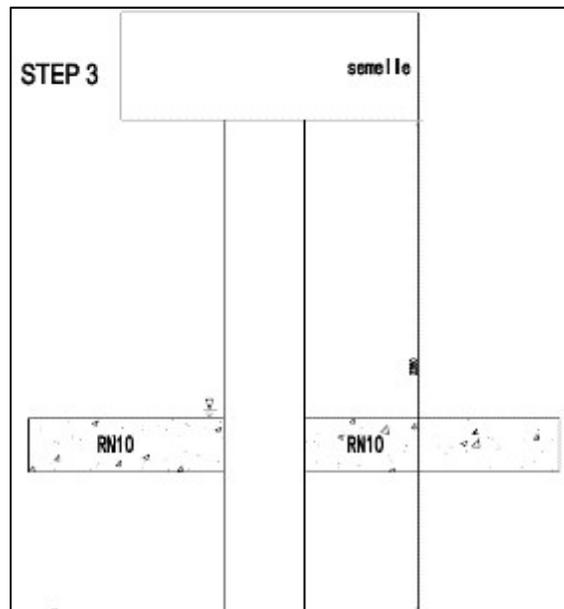


Figure 3.43 : forage au fond du pieu

- D.** Après avoir terminé le forage, on met la cage d'armatures là-dedans comme l'indique la Figure 3.44 :

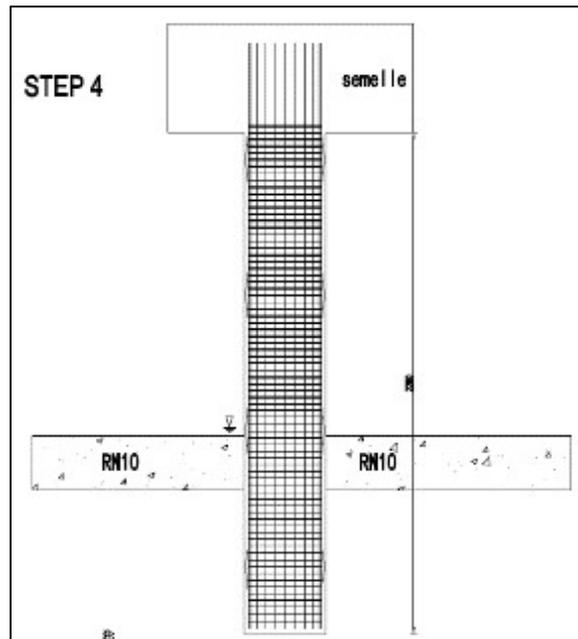


Figure 3.44 : montage de la cage d'armatures

E. Bétoner le pieu avec de béton RN35 comme suite :

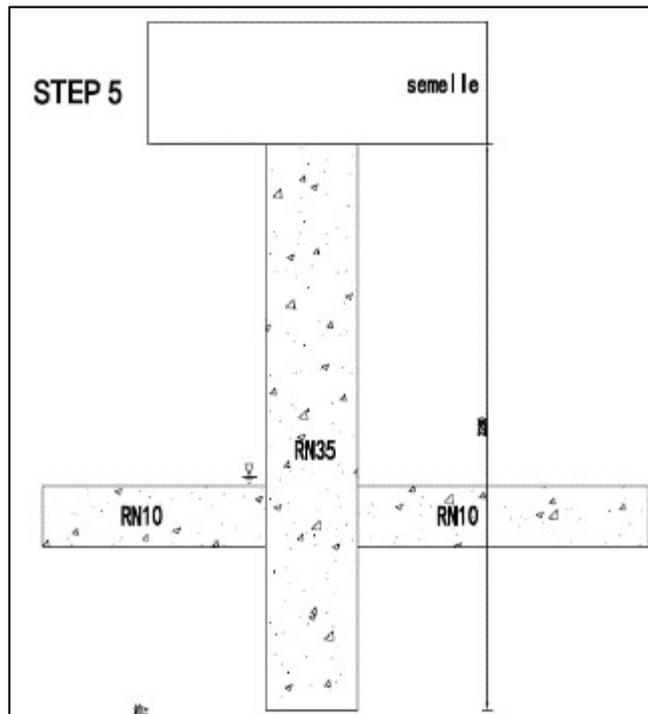


Figure 3.45 : Bétonnage le pieu avec de béton RN35

Chapitre 4 :

***Calculs théorique et numérique de la
capacité portante de l'appui P13 du
Viaduc V2.3.***

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

1. Introduction :

Dans ce chapitre, dans une première étape un calcul analytique de la capacité portante des fondations profondes sera réalisé en utilisant les méthodes pressiométriques dont le **DTU 13.2, Fascicule-62**. On fait par la suite une comparaison des résultats issus de calculs trouvés avant et après incident de surconsommation de béton.

Ensuite, nous utilisons un modèle numérique en exploitant les codes de calcul **GEOFOND1.22** et **GEO5**. Ces codes de calcul permettent de calculer la capacité portante de fondation profonde par la méthode de calcul donnée par le **Fascicule 62 titre V** et du **DTU 13.2**.

2. Calcul de la capacité portante des fondations à partir des essais In situ :

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

2.1. Essais pressiométriques :

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture pour une configuration d'application des charges bien précise. Cet essai, mis au point par MENARD, consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable, soumis à une augmentation de pression intérieure, et placé à la profondeur à laquelle on désire tester le sol. Il est donc nécessaire d'exécuter préalablement un forage dans lequel on introduit la sonde. Suivant la nature des terrains rencontrés, ce forage peut être réalisé à l'aide d'une tarière, d'un carottier, ou de tout autre forme de moyen mécanisé (tube lanterné : tube fendu longitudinalement donc déformable, mèche hélicoïdale, ...). Notons cependant qu'on ne réalise jamais un seul essai pressiométrique à une profondeur unique, mais on effectue une série d'essais espacés d'un mètre par exemple, constituant un sondage pressiométrique et variant le plus souvent de 5 à 30 m de profondeur. Par raison de précaution, on fait progresser le forage au fur et à mesure des essais jusqu'à la profondeur maximale à atteindre.

En définitive, l'essai pressiométrique conduit à la détermination de deux grandeurs qui sont caractéristiques :

- la pression limite **PI** (définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique ou déterminée par la méthode du "volume relatif"),

- le module pressiométrique standard $E = K \cdot \Delta P / \Delta V \dots \dots \dots (4.1)$

K : coefficient de compression de la sonde : $K = 2(1 + \nu) (V_i + V_m) \dots \dots \dots (4.2)$

V_i : volume de la cellule centrale au repos,

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

V_m : volume de sol déplacé par la cellule de mesure. Il correspond au milieu de la partie linéaire de la courbe pressiométrique.

$\Delta P/\Delta V$: inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique

Les valeurs du module pressiométrique E et de la pression limite P_l sont reportées sur un tableau en fonction de la profondeur. Par ailleurs, sur ce tableau figure la coupe du sondage et l'outil utilisé pour faire le forage.

3. Descente de charges :

Charge de la section

Section AA : à la base de pile

Section BB : à la tête de semelle

Section CC : à la base de semelle

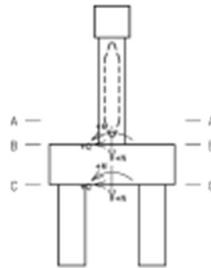


Figure 4.1 : Schémade calcul

Il y a 4 types de combinaisons d'actions verticales transmises sur les fondations. On peut obtenir les réactions en tête des pieux selon le calcul de la structure. Voir le tableau suivant :

Tableau 4.1 : Résultat de calcul de l'effort vertical à la tête et de la longueur du pieu.

Appui	Combinaison des charges	Max (kN)	Min (kN)
	Type de combinaison		
P13 droit	ELU Fondamental	5350.74	1618.36
	ELU Accidentel	7923.81	-2481.93
	ELS Rare	3963.33	1764.37
	ELS Quasi Permanent	3326.54	2115.34

- L'effort vertical à la tête et de la longueur du pieu.

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

3.1. Efforts des combinaisons des charges

Tableau 4.2 : Résultat de calcul pour combinaison ELU.

n° charge de combinaison	N (kN)	Qx (kN)	Mx (kNm)	Qy (kN)	My (kNm)	Combinaison
1	33243.0	39.4	1788.7	0.0	13710.9	0+2+3
2	20423.3	39.4	1788.7	0.0	8139.0	1+2+3
3	38545.4	39.4	1788.7	0.0	13710.9	0+2+3+[6,8]+14
4	22293.2	39.4	2910.7	0.0	14917.4	1+2+3+[7,9]+14
5	36107.0	39.4	1788.7	0.0	21228.9	0+2+3+[10,12]
6	22855.7	39.4	3248.1	0.0	14523.8	1+2+3+[11,13]
7	38545.4	238.9	10842.7	0.0	13710.9	0+2+3+4+5+[6,8]+14+15
8	22293.2	238.9	11964.6	0.0	14917.4	1+2+3+4+5+[7,9]+14-15
9	36107.0	79.4	3603.4	0.0	21228.9	0+2+3+5+[10,12]+15
10	22855.7	79.4	5062.8	0.0	14523.8	1+2+3+5+[11,13]-15

Tableau 4.3 : Résultat de calcul pour combinaison ELS.

n° charge de combinaison	N (kN)	Qx (kN)	Mx (kNm)	Qy (kN)	My (kNm)	Combinaison
1	24624.4	29.2	1325.0	0.0	10156.2	0+2+3
2	20423.3	29.2	1325.0	0.0	8139.0	1+2+3
3	28588.9	29.2	1325.0	0.0	10156.2	0+2+3+[6,8]+14
4	21821.4	29.2	2163.8	0.0	13207.0	1+2+3+[7,9]+14
5	26745.9	29.2	1325.0	0.0	15725.1	0+2+3+[10,12]
6	22225.1	29.2	2406.0	0.0	12868.5	1+2+3+[11,13]
7	28588.9	175.1	7947.3	0.0	10156.2	0+2+3+4+5+[6,8]+14+15
8	21821.4	175.1	8786.1	0.0	13207.0	1+2+3+4+5+[7,9]+14-15
9	26745.9	55.9	2534.7	0.0	15725.1	0+2+3+5+[10,12]+15
10	22225.1	55.9	3615.8	0.0	12868.5	1+2+3+5+[11,13]-15

0 : effort maximal dû à la charge permanente

1 : effort minimal dû à la charge permanente

2 : effort dû au retrait et au fluage de la superstructure

3 : effort dû au poids propre

4 : effort dû au freinage horizontal

5 : effort dû à l'effort horizontal causé par la variation de température

6 : effort maximale dû à la charge A

7 : effort minimale dû à la charge A

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

8 : effort maximale dû à la charge B

9 : effort minimale dû à la charge B

10 : effort maximale dû à la charge militaire(Mc 120)

11 : effort minimale dû à la charge militaire(Mc 120)

12 : effort maximale dû à la charge exceptionnelle(D240)

13 : effort minimale dû à la charge exceptionnelle(D240)

14 : effort dû aux charges des trottoirs

15 : effort dû à la réaction de l'appareil d'appui causé par la variation de température

3.2. Descendre de charge pour groupe de pieu :

Tableau 4.4 : Effort normal du au chargement pour groupe de pieux

Consistance de charge	N (kN)
Effort dû à la charge permanente	10156.2
Effort dû au poids propre	20826.8
Effort dû à l'effort sismique horizontal	828.4
Effort dû à l'effort sismique vertical	2524.9
Effort dû à l'effort sismique transversal	931.4
Effort dû à la charge A	3303.7
Effort dû à la charge B	1221.4
Effort dû à la charge militaire (Mc 120)	1 142.0
Effort dû à la charge exceptionnelle(D240)	2121.5

Donc l'effort normal du au chargement pour le groupe de pieux=430656.3 kN= **43.06MN**

4. Calcul de la capacité portante pour le viaduc 2.3 pile 13 droite à partir de la méthode analytique :

4.1. Calcul analytique de la capacité portante d'un pieu foré selon (DTU 13.2) :

A. Calcul de la charge limite Q_l :

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (4.3)$$

Où :

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Q_p : charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_s : charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

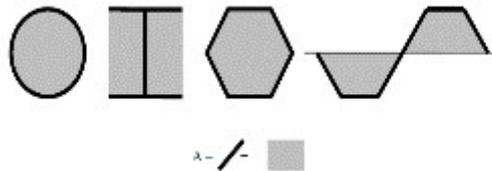
B. Calcul de La charge limite de la pointe Q_p :

La charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A \cdot q_p \dots \dots \dots (4.4)$$

Où :

A : aire de la section droite de la pointe du pieu



q_p : contrainte limite, se fait par la formule :

$$q_p - q_0 = K \cdot (P_{le} - p_0) \dots \dots \dots (4.5)$$

Où : q_0 et p_0 : sont les pressions horizontales et verticales totales des terres, ces termes sont négligeables.

K : Facteur de portance.

P_{le} : Pression limite équivalente.

● Le facteur de portance :

Le facteur de portance est déterminé par la courbe ci-dessous :

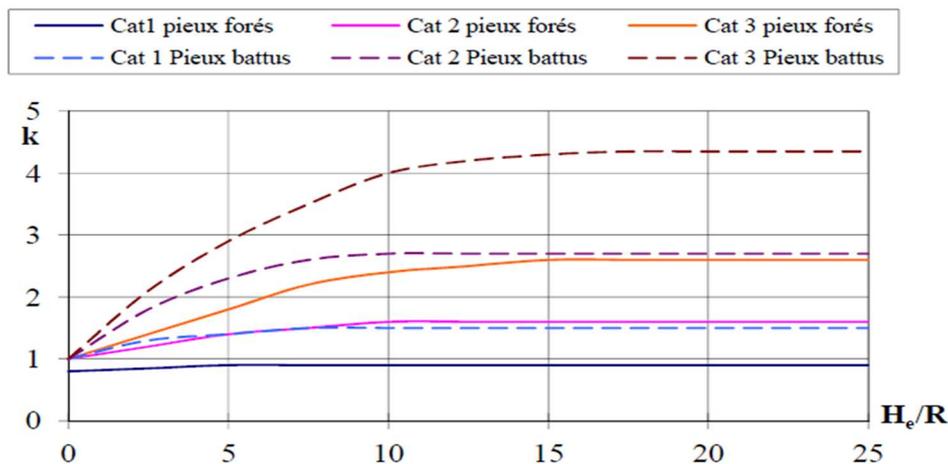


Figure 4.2 : Valeurs du facteur de portance K .

H_e/R représente l'encastrement relatif de la fondation, H_e pour un sol homogène est la longueur de la fondation, R est la demi-dimension transversale.

Pression limite équivalente P_{le} :

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Elle est déterminée de la manière suivante :

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{I1} * P_{I2} * P_{I3}} \dots \dots \dots (4.6)$$

Avec P_{I1} et P_{I2} et P_{I3} sont les pressions limites mesurées un mètre au-dessus de la pointe du pieu, au niveau de la pointe et un mètre en-dessous.

Les sols sont classés en trois catégories définies dans le tableau suivant, incluant la nature et la pression limite du sol. Pour les sols intermédiaires, il est recommandé d'interpoler :

Tableau 4. 5 : Catégorie des sols selon la nature et la pression limite.

Pression limite P_I (MPa)	Nature des sols	Catégorie
<0,7 <0,8 <0,7	Argile molle Limon et craie molle Sable argileux et limoneux ou vaseux lâche	1
1,0 à 1,8 1,2 à 3,0 1,5 à 4,0 1,0 à 2,5 2,5 à 4,0 > 3,0 >4,5	Sable et grave moyennement compacts Argile et limon compacts Marne et marno-calcaire Craie Altérée Roche Altérée Craie fragmentée Marne très compacte	2
>2,5 >4,5	Sable et gravier compacts à très compacts Roche fragmentée	3

C. La charge limite de frottement latéral Q_s :

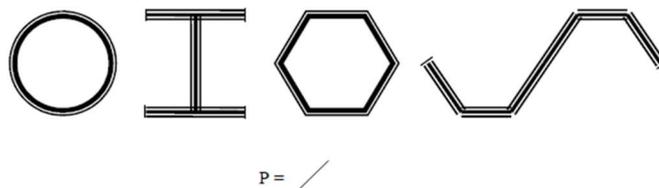
Le frottement latéral total est donné par la formule :

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_s \dots \dots \dots (4.7)$$

Avec :

h_i : hauteur de la couche du sol considérée

P : Périmètre du pieu.



q_s : Frottement latéral unitaire dans la couche du sol considérée.

● Le frottement latéral unitaire limite q_s :

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

qs est frottement latérale unitaire est obtenu à partir de la pression limite par le tableau et les courbes suivants :

Tableau 4.6 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire qs.

Nature du Sol	Pression limite Pl (MPa)	Mise en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Battu Métal	Béton	Métal	Faible Pression	Haute Pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	-
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D
Argile raide à très raide	>2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	≥ D
Sable et grave compacts à très compacts	>2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Craie altérée à fragmentée	>1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E	E	E	F
Marne très compacte	>4,5	E	-	-	-	-	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	-	F	F	≥ F	> F
Roche fragmentée	>4,5	F	-	-	-	-	≥ F	> F

* Les valeurs entre parenthèses correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Frottement latéral unitaire limite

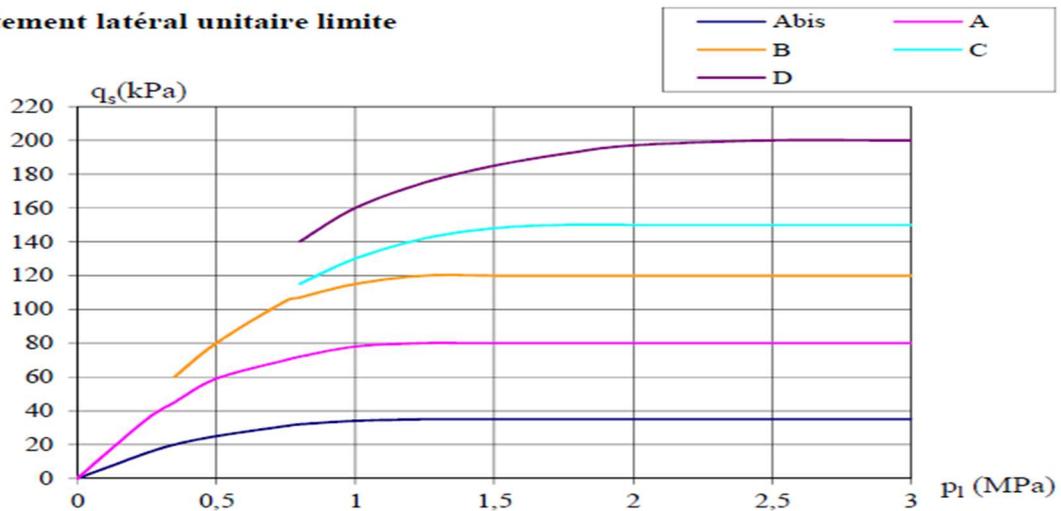


Figure 4.3 : Valeur de \$q_s\$ selon les courbes A bis, A, B, C, D.

Frottement latéral unitaire limite

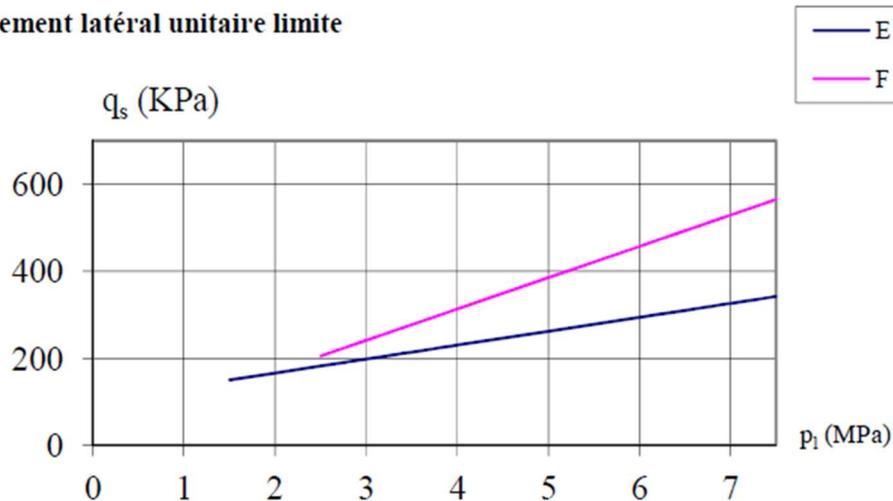


Figure 4.4 : Valeur de \$q_s\$ selon les courbes E et F.

Ces courbes correspondent aux fonctions suivantes :

Pour E : $q_s = 0,032 P_i + 1,02 \cdot 10^5 \text{ Pa}$

Pour F : $q_s = 0,072 P_i + 0,25 \cdot 10^5 \text{ Pa}$

D. Calcul de la charge admissible aux états limites :

D'après la règle du DTU 13.2, la charge admissible s'exprime par les formules :

A l'état limites ultime (ELU) : $Q_{admELU} = 0.5Q_P + 0.75Q_s$ (4.8)

A l'état limites de service (ELS) : $Q_{admELS} = 0.33Q_P + 0.5Q_s$ (4.9)

4.2. Application de calcul de la capacité portante d'un pieu foré selon (DTU 13.2) :

On a un pieu de diamètre $B=1.2\text{m}$ et de profondeur $H=19\text{m}$

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

A. La charge limite de la pointe : $Q_p = A \cdot q_p$ (4.10)

$$A = \pi \cdot B^2 / 4 = 3.14 \cdot 1.2^2 / 4 = 1.13 \text{ m}^2$$

$$q_p - q_0 = K \cdot (P_{le} - p_0) \text{ avec } q_0 \text{ et } p_0 \text{ sont } 0 \dots \dots \dots (4.11)$$

• Avant incident

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3}} = \sqrt[3]{3.82 \cdot 3.45 \cdot 2.9} = 3.37 \text{ MPa} \dots \dots \dots (4.12)$$

Avec $P_{l1} = 3.82 \text{ MPa}$ et $P_{l2} = 3.45 \text{ MPa}$ et $P_{l3} = 2.9 \text{ MPa}$

$$K = 1.6$$

$$q_p = K \cdot P_{le} = 1.6 \cdot 3.37 = \mathbf{5.39 \text{ MPa}}$$

$$Q_p = A \cdot q_p = 1.13 \cdot 5.39 = \mathbf{6.09 \text{ MN}}$$

• Après incident

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3}} = \sqrt[3]{4.65 \cdot 4.7 \cdot 4.74} = 4.7 \text{ MPa}$$

Avec $P_{l1} = 4.65 \text{ MPa}$ et $P_{l2} = 4.7 \text{ MPa}$ et $P_{l3} = 4.74 \text{ MPa}$

$$K = 2.6$$

$$q_p = K \cdot P_{le} = 2.6 \cdot 4.7 = \mathbf{12.22 \text{ MPa}}$$

$$Q_p = A \cdot q_p = 1.13 \cdot 12.22 = \mathbf{13.81 \text{ MN}}$$

B. La charge limite de frottement latéral : $Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_s$ (4.13)

• avant incident

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_s$$

$$P = B \cdot \pi = 3.77 \text{ m}$$

Z	6.8	7	8	9	10	11.5	13	14	15	16.5	17.5	19	21	23	25	25.83
	32					0				0	0					2
qskPa	80	8	12	12	12	120	12	12	12	120	120	12	12	31	29	273
a		0	0	0	0		0	0	0			0	0	1	8	

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n (q_{s1} + q_{s2}) \cdot (Z_2 - Z_1) / 2 \dots \dots \dots (4.14)$$

$$Q_s = 11125.18 \text{ kN} = \mathbf{11.13 \text{ MN}}$$

• Après incident

$$P = B \cdot \pi = 3.77 \text{ m}$$

Z	6.832	7	8	9	10	11.50	13	14	15	16.50	17.50	19	21	23	25	25.832
qs	120	120	120	120	120	342	357	366	361	379	355	352	358	356	361	363

$$Q_s = P \cdot \sum_i^n (q_{s1} + q_{s2}) \cdot (Z_2 - Z_1) / 2$$

$$Q_s = 21377.20 \text{ kN} = \mathbf{21.38 \text{ MN}}$$

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

C. Calcul de la charge limite totale :

• Avant incident $Q_l = Q_p + Q_s = 6.09 + 11.13 = 17.22 \text{ MN} \dots \dots \dots (4.15)$

• Après incident $Q_l = Q_p + Q_s = 13.81 + 21.38 = 35.19 \text{ MN}$

D. Calcul de la charge admissible aux états limites :

• Avant incident

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s = (0.5 * 6.09) + (0.75 * 11.13) = 11.39 \text{ MN} > 7.92 \text{ MN}$$

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s = (0.33 * 6.09) + (0.5 * 11.13) = 7.57 \text{ MN} > 3.96 \text{ MN}$$

• Après incident

$$Q_{admELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s = (0.5 * 13.81) + (0.75 * 21.38) = 22.94 \text{ MN} > 7.92 \text{ MN}$$

$$Q_{admELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s = (0.33 * 13.81) + (0.5 * 21.38) = 15.25 \text{ MN} > 3.96 \text{ MN}$$

Tableau 4.7 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon (DTU13.2).

Pile 13 droite	Avant/Après Incident	D(m)	P(m)	Q _p (MN)	Q _s (MN)	Q _l (MN)	Q _{admELU} (MN)	Q _{admELS} (MN)
Par la méthode pressiométrique	Avant Incident	1.2	19	6.09	11.13	17.22	11.39 > 7.92	7.57 > 3.96
	Après Incident	1.2	19	13.81	21.38	35.19	22.94 > 7.92	15.25 > 3.96

4.3. Calcul de la capacité portante à partir de la méthode pressiométrique selon le Fascicule 62-Titre V :

A. Calcul de la charge limite Q_u et la charge fluage Q_c :

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (4.16)$$

Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol :

$$Q_c = 0.5 * Q_p + 0.7 * Q_s \dots \dots \dots (4.17)$$

Pour un pieu mis en place avec refoulement du sol :

$$Q_c = 0.7 * Q_p + 0.7 * Q_s \dots \dots \dots (4.18)$$

Où :

Q_p : charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

Q_s : charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

B. La charge limite de la pointe Q_p :

La charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = \rho \cdot A \cdot K_p \cdot P_{le}^* \dots \dots \dots (4.19)$$

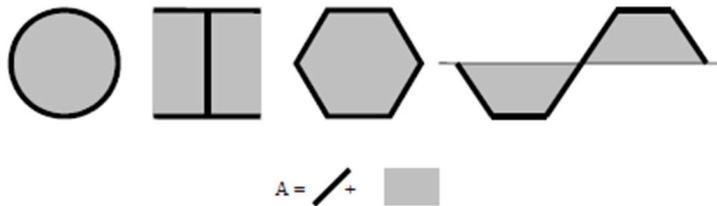
Où :

ρ : un coefficient réducteur, défini par le tableau ci-dessous :

Type de pieu	Argiles	Sables
Tubulaire ouvert	0.50	0.50
Pieu H	0.50	0.75
Palplanches	0.50	0.30

$\rho=1$ pour les pieux classiques pleins.

A : Section droite du pieu en ml.



K_p : Facteur de portance.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

● **Le facteur de portance**

Le facteur de portance dépend pour les dimensions de la fondation et de la nature du sol. Ces valeurs K_p sont données par le tableau ci-dessous :

Tableau 4. 8 : Valeurs du facteur de portance K_p

Nature du sol		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile / Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sable/ Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Marnes, Marno-calcaire	1.80	2.60
Roche altérées	1.10-1.80	1.80-3.20

● Pression limite nette équivalente Ple^*

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante :

$$Ple^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P'l(z) \cdot dz \dots \dots \dots (4.20)$$

Avec :

Ple^* : Pression limite nette équivalente.

$P'l$: Pression limite obtenue à la profondeur (z) par interpolation linéaire entre les $P'l$ mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur.

a = max (B/2 ; 0.5) , ou B est la largeur de l'élément de fondation.

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

C. La charge limite de frottement latéral Q_s :

Le frottement latéral total est donné par la formule :

$$Q_s = \rho' \cdot p \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \dots \dots \dots (4.21)$$

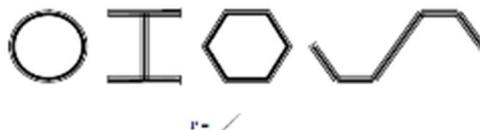
Avec :

ρ' : un coefficient réducteur, défini par le tableau ci-dessous :

Type de pieu	Argiles	Sables
Tubulaire ouvert	1.00	1.00
Pieu H	1.00	1.00
Palplanches	1.00	0.50

$\rho'=1$ pour les pieux classiques pleins.

P : Périmètre du pieu.



$q_s(z)$: Frottement latéral unitaire limite à la cote z.

● Le frottement latéral unitaire limite q_s :

$q_s(z)$ est frottement latérale unitaire limite à la profondeur z, calculé selon le tableau suivant :

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Tableau 4.9 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (Principaux types de pieux utilisés en Ouvrages d'art)

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1, Q2(1)	Q2, Q3(1)				Q1	Q3	Q4, Q5(1)	Q3	Q4, Q5(1)	Q6
Foré à la boue	Q1	Q1, Q2(1)		Q1	Q2, Q1(2)	Q3, Q2(2)	Q1	Q3	Q4, Q5(1)	Q3	Q4, Q5(1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2(3)		Q1	Q2, Q1(2)	Q3, Q2(2)	Q1	Q2	Q3, Q4(3)	Q3	Q4	
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1		Q2	(4)			Q2	Q3	
Puits (5)	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4	
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		
Injecté haute pression		Q4	Q5	Q5		Q6		Q5	Q6	Q6		Q7

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (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.

Les courbes Q1 à Q7, donnant q_s en fonction de p_l , sont données par les expressions analytiques suivantes :

- Courbes Q1 à Q4 (avec n le numéro de la courbe) :

$$\text{Si } \frac{p_l}{p_n} \leq 1 \quad q_s = q_{sn} * \frac{p_l}{p_n} * (2 - \frac{p_l}{p_n}) \dots \dots \dots (4.22)$$

$$\text{Si } \frac{p_l}{p_n} > 1 \quad q_s = q_{sn} \dots \dots \dots (4.23)$$

Avec : $q_{sn} = 0.04 * n$ (MPa) (4.24)

$p_n = (1 + 0.5 * n)$ (MPa) (4.25)

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

- Courbe Q5 : $q_s = \min\left(\frac{pl-0.2}{9}; \frac{pl+3.3}{32}\right) \dots \dots \dots (4.26)$

- Courbe Q6 : $q_s = \min\left(\frac{pl+0.4}{10}; \frac{pl+4.0}{30}\right) \dots \dots \dots (4.27)$

- Courbe Q7 : $q_s = \frac{pl+0.4}{10} \dots \dots \dots (4.28)$

D. Calcul de la charge aux états limites

La charge s'exprime par les formules :

A l'état limite ultime (ELU) :

$$Q_{ELU \text{ Fondamental}} \leq \frac{Q_u}{1.4} \dots \dots \dots (4.29)$$

$$Q_{ELU \text{ Accidentelle}} \leq \frac{Q_u}{1.2} \dots \dots \dots (4.30)$$

A l'état limite de service (ELS) :

$$Q_{ELS \text{ Rare}} \leq \frac{Q_c}{1.1} \dots \dots \dots (4.31)$$

$$Q_{ELS \text{ Quasi-permanent}} \leq \frac{Q_c}{1.4} \dots \dots \dots (4.32)$$

4.4. Application de calcul de la capacité portante d'un pieu foré selon Fascicule 62- Titre V :

On a un pieu de diamètre B=1.2 m et de hauteur H=19 m

A. La charge limite de la pointe Qp :

$$Q_p = \rho \cdot A \cdot K_p \cdot P_{le}^* \dots \dots \dots (4.33)$$

$\rho = 1$ pour les pieux classiques pleins.

$$A = \pi \cdot B^2 / 4 = 3.14 \cdot 1.2^2 / 4 = 1.13 \text{ m}^2$$

$K_p = 1.1$ voir (tableau)

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P'(z) \cdot dz \dots \dots \dots (4.34)$$

$$\begin{aligned} P_{le}^* &= \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P'(z) \cdot dz = \frac{1}{0.6+3 \cdot 0.6} \cdot \int_{25.832-0.6}^{25.832+3 \cdot 0.6} P'(z) \cdot dz \\ &= \frac{1}{0.6+3 \cdot 0.6} \cdot \int_{25.232}^{27.632} P'(z) \cdot dz \dots \dots \dots (4.35) \end{aligned}$$

● Avant incident

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Tableau 4.10 : Les valeurs de PL

Z (m)	25.232	27	27.632
P'l (MPa)	3.60	2.87	2.4

$Pl e^* = 3.07$

$Qp = 1 * 1.13 * 1.1 * 3.07 = 3.82 \text{ MN}$

•Après incident

Tableau 4.11 : Les valeurs de PL'

Z (m)	25.232	27	27.632
P'l (MPa)	4.65	4.75	4.66

$Pl e^* = 4.68$

$Qp = 1 * 1.13 * 1.1 * 4.68 = 5.82 \text{ MN}$

B. La charge limite de frottement latéral Qs :

$Q_s = \rho' \cdot P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \dots \dots \dots (4.36)$

$\rho' = 1$ pour les pieux classiques pleins.

$P = B * \pi = 3.77 \text{ m}$

•Avant l'incident

Les valeurs de qs voir (Les courbes Q1 à Q7 donnant qs en fonction de pl)

Tableau 4.12 : Les valeurs de qs pour le long de pieu

Z	6.8	7	8	9	10	11.50	13	14	15	16.50	17.50	19	21	23	25	25.832
qs (KPa)	0.039	0.039	0.08	0.08	0.08	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.266	0.26	0.248

$Q_s = \rho' \cdot P \cdot \sum_i^n (q_{s1} + q_{s2}) * (Z_2 - Z_1) / 2 \dots \dots \dots (4.37)$

$Q_s = 9.95 \text{ MN}$

•Après incident

Les valeurs de qs voir (Les courbes Q1 à Q7, donnant qs en fonction de pl)

Tableau 4.13 : Les valeurs de qs pour le long de pieu

Z	6.832	7	8	9	10	11.50	13	14	15	16.50	17.50	19	21	23	25	25.832
qs (KPa)	0.12	0.12	0.08	0.08	0.08	0.28	0.287	0.291	0.289	0.297	0.286	0.285	0.287	0.287	0.289	0.29

$Q_s = \rho' \cdot P \cdot \sum_i^n (q_{s1} + q_{s2}) * (Z_2 - Z_1) / 2 \dots \dots \dots (4.38)$

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

$$Q_s = 17.63 \text{ MN}$$

C. Calcul de la charge limite Q_u

• Avant l'incident

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (4.39)$$

$$Q_u = 3.90 + 9.95 = 13.85 \text{ MN}$$

• Après l'incident

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 5.85 + 17.63 = 23.48 \text{ MN}$$

D. Calcul de la charge fluage Q_c

• Avant l'incident

Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol :

$$Q_c = 0.5 * Q_p + 0.7 * Q_s \dots \dots \dots (4.40)$$

(Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol)

$$Q_c = (0.5 * 3.90) + (0.7 * 9.95) = 8.92 \text{ MN}$$

• Après l'incident

Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol :

$$Q_c = 0.5 * Q_p + 0.7 * Q_s$$

(Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol)

$$Q_c = (0.5 * 5.85) + (0.7 * 17.63) = 15.27 \text{ MN}$$

E. Calcul de la charge aux états limites

• Avant l'incident

A l'état limites ultime (ELU) :

$$Q_{ELU \text{ Fondamentale}} \leq \frac{Q_u}{1.4} \dots \dots \dots (4.41)$$

$$Q_{ELU \text{ Fondamentale}} \leq \frac{Q_u}{1.4} = \frac{13.85}{1.4} = 9.89 \text{ MN} > 5.35 \text{ MN}$$

$$Q_{ELU \text{ Accidentelle}} \leq \frac{Q_u}{1.2} \dots \dots \dots (4.42)$$

$$Q_{ELU \text{ Accidentelle}} \leq \frac{Q_u}{1.2} = \frac{13.85}{1.2} = 11.54 \text{ MN} > 7.92 \text{ MN}$$

A l'état limite de service (ELS) :

$$Q_{ELS \text{ Rare}} \leq \frac{Q_c}{1.1} \dots \dots \dots (4.43)$$

$$Q_{ELS \text{ Rare}} \leq \frac{Q_c}{1.1} = \frac{8.92}{1.1} = 8.11 \text{ MN} > 3.96 \text{ MN}$$

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

$$Q_{ELS \text{ Quasi-permanent}} \leq \frac{Q_c}{1.4} \dots \dots \dots (4.44)$$

$$Q_{ELS \text{ Quasi-permanent}} \leq \frac{Q_c}{1.4} = \frac{8.92}{1.4} = 6.37 \text{ MN} > 3.32 \text{ MN}$$

• **Après l'incident**

A l'état limite ultime (ELU) :

$$Q_{ELU \text{ Fondamentale}} \leq \frac{Q_u}{1.4}$$

$$Q_{ELU \text{ Fondamentale}} \leq \frac{Q_u}{1.4} = \frac{23.48}{1.4} = 16.77 \text{ MN} > 5.35 \text{ MN}$$

$$Q_{ELU \text{ Accidentelle}} \leq \frac{Q_u}{1.2}$$

$$Q_{ELU \text{ Accidentelle}} \leq \frac{Q_u}{1.2} = \frac{23.48}{1.2} = 19.57 \text{ MN} > 7.92 \text{ MN}$$

A l'état limite de service (ELS) :

$$Q_{ELS \text{ Rare}} \leq \frac{Q_c}{1.1}$$

$$Q_{ELS \text{ Rare}} \leq \frac{Q_c}{1.1} = \frac{15.27}{1.1} = 13.88 \text{ MN} > 3.96 \text{ MN}$$

$$Q_{ELS \text{ Quasi-permanent}} \leq \frac{Q_c}{1.4}$$

$$Q_{ELS \text{ Quasi-permanent}} \leq \frac{Q_c}{1.4} = \frac{15.27}{1.4} = 10.91 \text{ MN} > 3.32 \text{ MN}$$

Tableau 4.14 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon Fascicule 62-Titre V.

Pile 13 droite	Avant/ Après Incident	D (m)	H (m)	Qmax(ELU Fondamenta l) (MN)	Qmax (ELU Accidentel) (MN)	Qmax (ELSRare) (MN)	Qmax (ELS Quasi Permanent) (MN)
Par la méthode pressiométrique	Avant Incident	1.2	19	9.89 > 5.35	11.54 > 7.92	8.11 > 3.96	6.37 > 3.32
	Après Incident	1.2	19	16.77 > 5.35	19.57 > 7.92	13.88 > 3.96	10.91 > 3.32

4.5. Calcul de la capacité portante pour groupe de pieux selon le DTU 13.2 :

A. Modification de la capacité portante sous sollicitation axiale :

Le coefficient d'efficacité C_e d'un pieu en termes de capacité portante, est défini comme suit (FRANK 2015)

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}} \dots \dots \dots (4.45)$$

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

N : le nombre de pieu.

Cas d'entre-axe supérieur à 3 fois diamètre :

Une des règles suivantes adoptée ;

- Le coefficient d'efficacité C_e c'est pris égal à 1 pour un entre-axe de 8 fois le diamètre et 0.7 Pour un entre-axe de 3 fois le diamètre, et varie linéairement entre les deux
- Le coefficient d'efficacité C_e peut être aussi calculé par la formule suivante :

$$C_e = 1 - \frac{2 \cdot \arctan(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (4.46)$$

Avec :

B : Diamètre d'un pieu.

S : Entre-axe.

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

B. Détermination de la capacité portante du groupe de pieux :

$$C_e = 1 - \frac{2 \cdot \arctan(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

On a: $B=1.2m$; $S=3.6$; $m=3$; $n=4$

$C_e=0.71$

●A partir des résultats de l'essai pressiométrique :

Effort normal dû au chargement pour groupe de pieux est égale à **43.06MN**

La capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de $Q_{adm} ELS = 7.57MN$ (avant incident)

$Q_{adm} ELS = 15.25MN$ (après incident)

$N=11$ pieux (Nombre de pieu).

Le coefficient d'efficacité $C_e=0.71$

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est :

$$Q_{g} ELS = N \times C_e \times Q_{adm} ELS \dots \dots \dots (4.47)$$

●Avant incident : $Q_{g} ELS = 11 \times 0.71 \times 7.57 = 59.12MN > 43.06MN$ condition vérifiée.

●Après incident : $Q_{g} ELS = 11 \times 0.71 \times 15.25 = 119.10MN > 43.06MN$ condition vérifiée

Remarque : à partir de la capacité portante de la charge transmise issue de la note de calcul du BET soit 3109 KN. Notons que 3109 KN = 3.10 MN

5. Evaluation de la capacité portante par les méthodes analytiques pour pieu isolé (avant et après incident) :

5.1. Selon DTU 13.2

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

D'après les calculs analytiques de la méthode DTU 13.2 qu'on a trouvée pour un pieu de 19m de profondeur et 1.2 m de diamètre, on trouve les valeurs suivantes :

Tableau 4.15 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon (DTU13.2)

Pile 13 droite Viaduc V2.3	Avant/Après incident	B (m)	H (m)	Q _p (MN)	Q _s (MN)	Q _u (MN)	Q _{adm} ELU (MN)	Q _{adm} ELS (MN)
Par la méthode pressiométrique	Avant incident	1.2	19	6.09	11.13	17.22	11.39>7.92	7.57>3.96
	Après incident	1.2	19	13.81	21.38	35.19	22.94>7.92	15.25>3.96

5.2. Selon Fascicule 62-Titre V

D'après les calculs analytiques de la méthode DTU 13.2 qu'on a trouvés pour un pieu de 19m de profondeur et 1.2 m de diamètre, on trouve les valeurs suivantes :

Tableau 4.16 : Résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique selon Fascicule 62-Titre V.

Pile 13 droite Viaduc V2.3	Avant/ Après Incident	Q _p (Mn)	Q _s (Mn)	Q _u (Mn)	Q _c (Mn)	Q _{max} (EL U Fondamental) (MN)	Q _{max} (ELU Accidentel) (MN)	Q _{max} (EL S Rare) (MN)	Q _{max} (ELS Quasi Permanent) (MN)
Méthode pressiométrique	Avant Incident	3.82	9.95	13.85	8.92	9.89>5.35	11.54>7.92	8.11>3.96	6.37 >3.32
	Après Incident	5.82	17.63	23.48	15.27	16.77>5.35	19.57>7.92	13.88>3.96	10.91 >3.32

L'analyse des résultats des calculs théoriques issus des deux règlements soit le DTU 13.2 et le Fascicule 62 titre V montre ce qui suit :

- La capacité portante de l'appui P13 est largement vérifiée, en utilisant les deux règlements.
- En se basant sur le DTU 13.2, on passe d'une capacité portante de 11.39 MN à 22.94 MN pour ELU et de 7.57 MN à 15 MN pour ELS, et de 7 à 15 MN pour l'ELS soit du « simple au double ». Cette remarque est valable aussi pour le fascicule 62 titre V.
- La capacité portante retrouvée avec le nouveau profil pressiométrique (après incident de surconsommation de béton) est nettement supérieure à celle utilisée par le BET. Ceci montre que l'appui P13 présente des caractéristiques géotechniques meilleures que celles de l'appui P14 (dont les calculs initiaux ont été effectués sur la base de ces données).
- La majoration des pressions limites en pied de pieu (50% supérieures à celles prises en compte dans les calculs) soit 4.90 MPa au lieu de 3.13 MPa (se référer aux deux profils pressiométriques de l'annexe A). Ceci s'est répercuté, bien entendu positivement sur l'estimation de la capacité portante.

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

- Les résultats trouvés à partir du DTU sont plus importants et/ou excessifs par rapport à ceux du fascicule 62. Il est à noter que le DTU reste un règlement très critiqué dont les chercheurs appellent à être prudents lors de son utilisation. Rappelons que ce règlement se base sur des abaques essentiellement dans la détermination de la charge limite du frottement latéral.
- D'après les deux tableaux joints ci-haut, on remarque une augmentation de 100% de la capacité portante après incident par rapport à ceux d'avant incident dû certainement aux caractéristiques de sol qui sont meilleures.
- Les résultats de notre étude montrent qu'il y a une différence plus au moins importante entre la charge limite de la pointe Q_p obtenue par les deux règlements (DTU ; Fascicule 62). Cela est justifié par le fait que chaque règlement exige une zone d'intégration pour le calcul de la pression limite équivalente P_{le} et un facteur de portance K_p différent.
- Nous remarquons aussi que le pieu assure la portance même sans effet de pointe (juste avec la capacité de frottement latérale), **c'est-à-dire que même une cavité sous le pieu ne serait pas dramatique.** Ceci peut être remarqué en comparant les résultats trouvés (par la pointe, et par frottement) avec la charge transmise par pieu.

On se rend compte que la méthode basée sur le règlement DTU donne des résultats pas très fiables pour cela il faut être très prudent avec ces résultats contrairement au fascicule qui donne des résultats plus corrects

6. Evaluation de la capacité portante par les méthodes numériques :

Pour les méthodes numériques, elles sont calculées avec deux logiciels, le premier c'est le GEOFOND et le deuxième c'est le GEO5.

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

On va évaluer dans un premier temps le GEOFOND qui a deux méthodes (DTU ; Fascicule 62) et les confronter avec les méthodes analytiques. Ceci pour les deux cas soit avant et après incident de surconsommation de béton survenu lors du bétonnage des pieux.

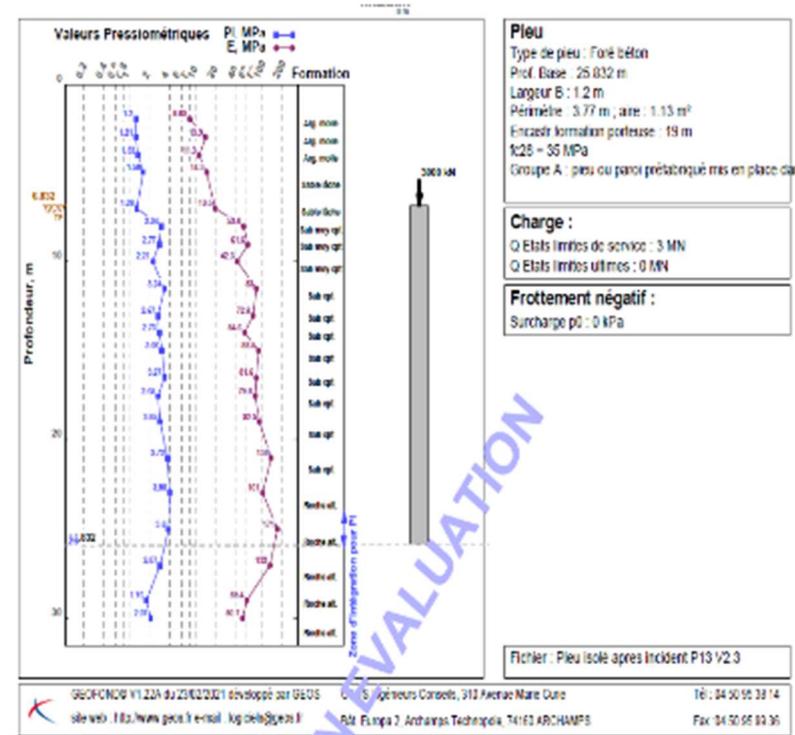
Nota :

Avant incident : c'est le profil pressiométrique pour l'appui P14

Après incident : c'est le profil pressiométrique pour l'appui P13

6.1. Résultats de calcul selon DTU 13.2 (par GEOFOND 1.22)

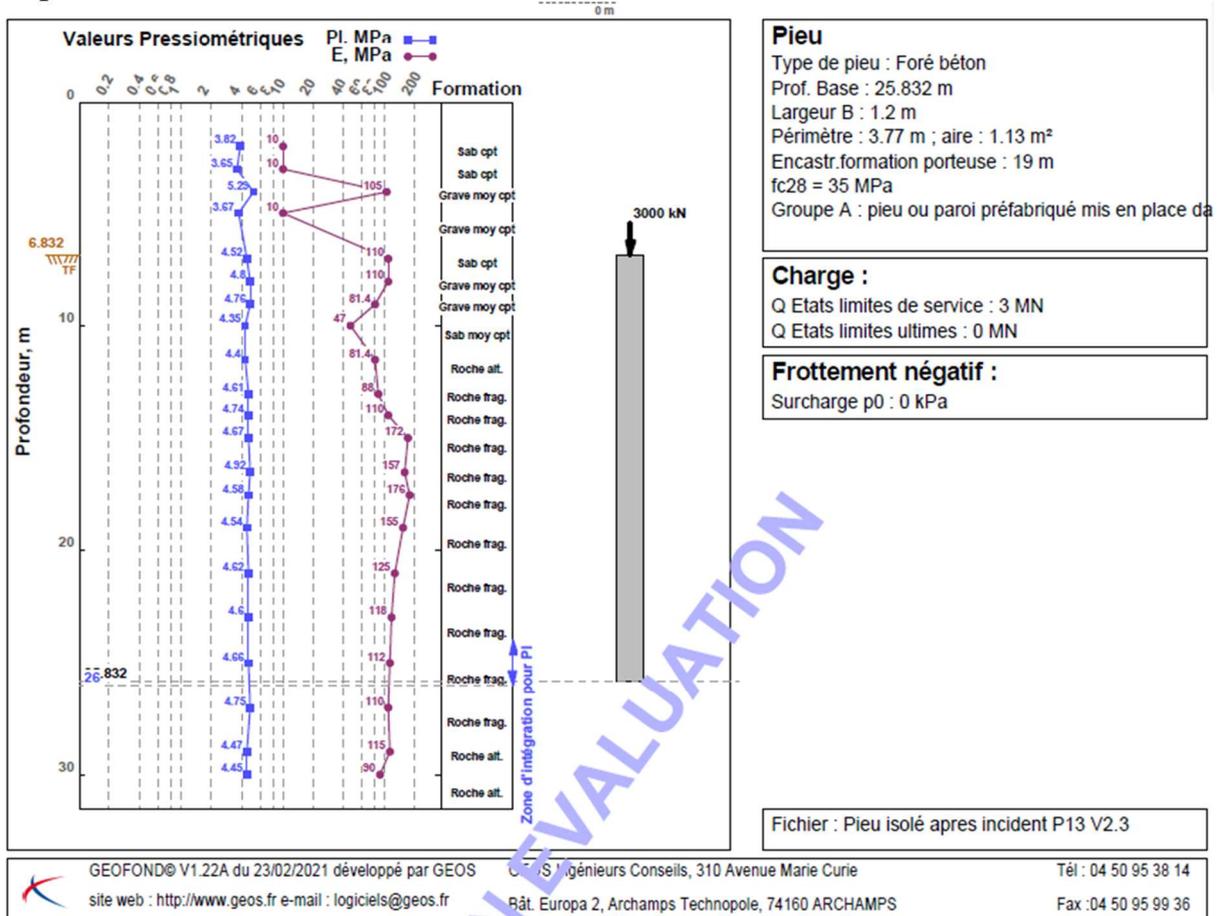
● **Avant incident :**



<p>Résultats de calcul : Capacité portante Par la méthode du DTU 13.2 Q_{UL} = 10.5 MN P_{le} = 0.37 MPa Q_u = 3.37 MPa Q_u = 14.3 MN Q (ELU) = 9.8 MN Q (ELU) = 6.62 MN > 3 MN : OK, voir</p> <p>Vérification des caractéristiques du béton R_t = 1.47 > 1 R_{cm} = 35 MPa R_f = 35 MPa R_f = 2.7 MPa R_f = 35 MPa R_f = 12.103 MPa σ_{max}/E_{LS} = 0.3 < R_e = 10.5 MPa N_{max}/E_{LS} = σ_{max}/E_{LS} * A = 11.9 MN</p>	<p>Résultats de calcul : Tassement Sous une contrainte q_{ult} = 2.65 MN/m² Par la méthode de Frank & Zhao q_(25.8) = 3.370 108 kPa q_(26.8) = 82.5 kN/m² q_(25.8) = 59.6 kN/m² Tassement (s) = 0.773 mm</p> <p>Résultats de calcul : Frottement négatif Sur un élément isolé F_{inf}(n) = 0 kN h₁ = 6.03 m (TN)</p>		
<p>BA040002 10-01</p>	<p>Pieu isolé P13 V2</p>	<p>PAGE 1</p>	<p>FIGURE</p>
<p>Capacité portante selon NF P 94 Avant incident</p>			
<p>Télé : 03816803163 130737</p>			

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Après incident :



Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du DTU 13.2
 Qsu = 21.6 MN
 Ple = 4.7 MPa
 qu = 4.7 MPa
 Qu = 26.9 MN
 Q (ELU) = 18.9 MN
 Q (ELS) = 12.6 MN > 3 MN : Cond. vérifiée

kp = 1
 Qpu = 5.3 MN

Vérification des caractéristiques du béton

k1 = 1, k2 = 1 fclim = 35 MPa
 fc* = 35 MPa ft = 2.7 MPa
 Eij = 35982 MPa Euj = 12103 MPa
 σmoyELS = 0.3 * fc = 10.5 MPa
 NmoyELS = σmoyELS * A = 11.9 MN

Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte qref = 2.65 MPa
 Par la méthode de Frank & Zhao
 ql(25.8) = 4.7e+03 kPa
 qp(25.8) = 36.5 kPa
 q'u(25.8) = 41.3 kN
 Tassement D = 0.636 mm

Résultats de calcul : Frottement négatif

Sur un élément isolé
 Fn(inf) = 0 kN
 h1 = 6.83 m /TN

03/08/2022 17:45

Pieu isolé P13 V2

Page 1

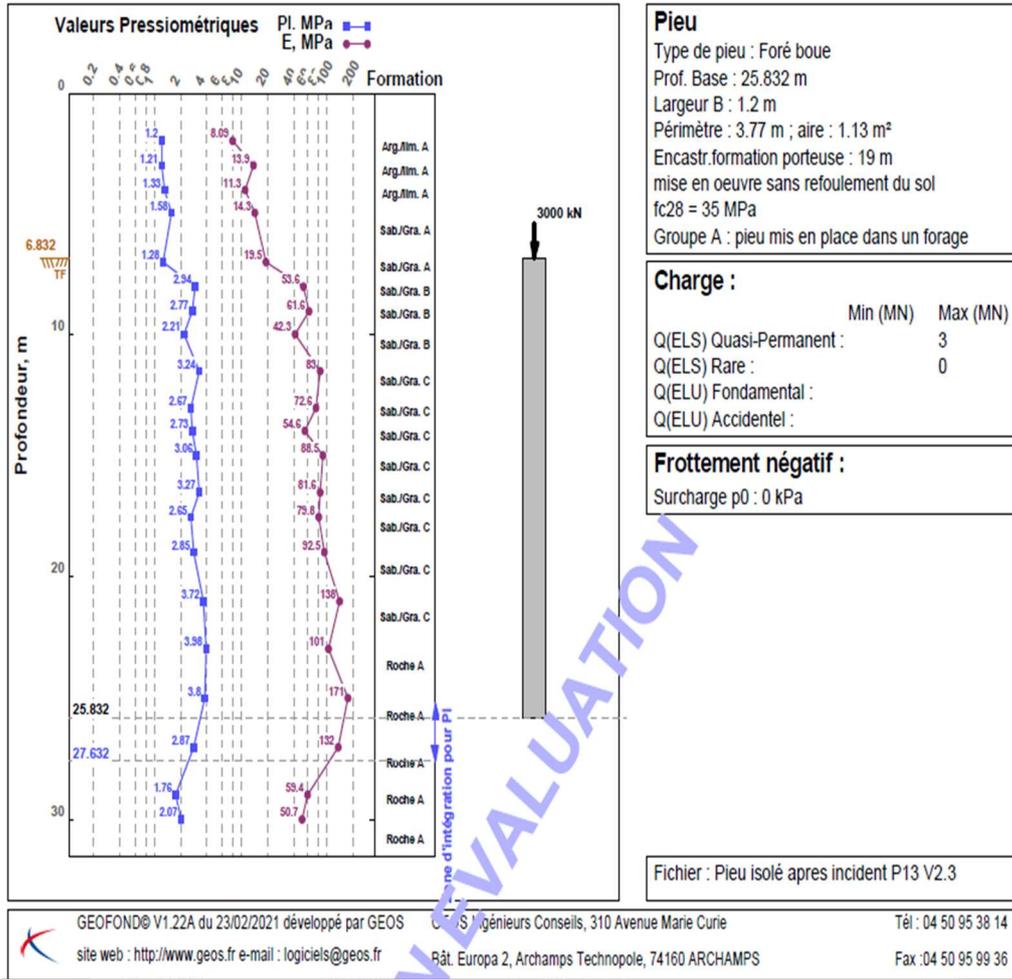
FIGURE

Capacité portante selon NF P 94
 Apres incident

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

6.1.1. Résultats de calcul selon le Fascicule 62-Titre V(par GEOFOND 1.22) :

● Avant incident :



GEOFOND® V1.22A du 23/02/2021 développé par GEOS Ingénieurs Conseils, 310 Avenue Marie Curie Tél : 04 50 95 38 14
 site web : http://www.geos.fr e-mail : logiciels@geos.fr Bât. Europa 2, Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante
 Par la méthode du Fascicule 62
 $\rho_p = 1, \rho_s = 1$
 $Q_{su} = 9.95 \text{ MN}$ Ann. C.2.5
 $P_{ie} = 3.13 \text{ MPa}$ Art. E.2.2 $k_p = 1.1$ Ann. C.3.2
 $q_u = 3.44 \text{ MPa}$ Ann. C.3.2 $Q_{pu} = 3.1 \text{ MN}$ Ann. C.2.6
 $Q_c = 8.91 \text{ MN}$ Ann. C.2.3 $Q_u = 1.8 \text{ MN}$ Ann. C.2.2
 $Q_{tc} = 6.96 \text{ MN}$ Ann. C.2.3 $Q_{lc} = 5.5 \text{ MN}$ Ann. C.2.2

$Q_{max}(ELU \text{ Fondamental}) = 9.88 \text{ MN}$
 $Q_{max}(ELU \text{ Accidentel}) = 11.5 \text{ MN}$
 $Q_{max}(ELS \text{ Rare}) = 8.1 \text{ MN} > 0 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$
 $Q_{max}(ELS \text{ Quasi Permanent}) = 6.36 \text{ MN} > 3 \text{ MN} : \text{Cond. vérifiée}$
 $Q_{min}(ELU \text{ Fondamental}) = -7.11 \text{ MN}$
 $Q_{min}(ELU \text{ Accidentel}) = -7.65 \text{ MN}$
 $Q_{min}(ELS \text{ Rare}) = -4.97 \text{ MN}$
 $Q_{min}(ELS \text{ Quasi Permanent}) = 0 \text{ MN}$

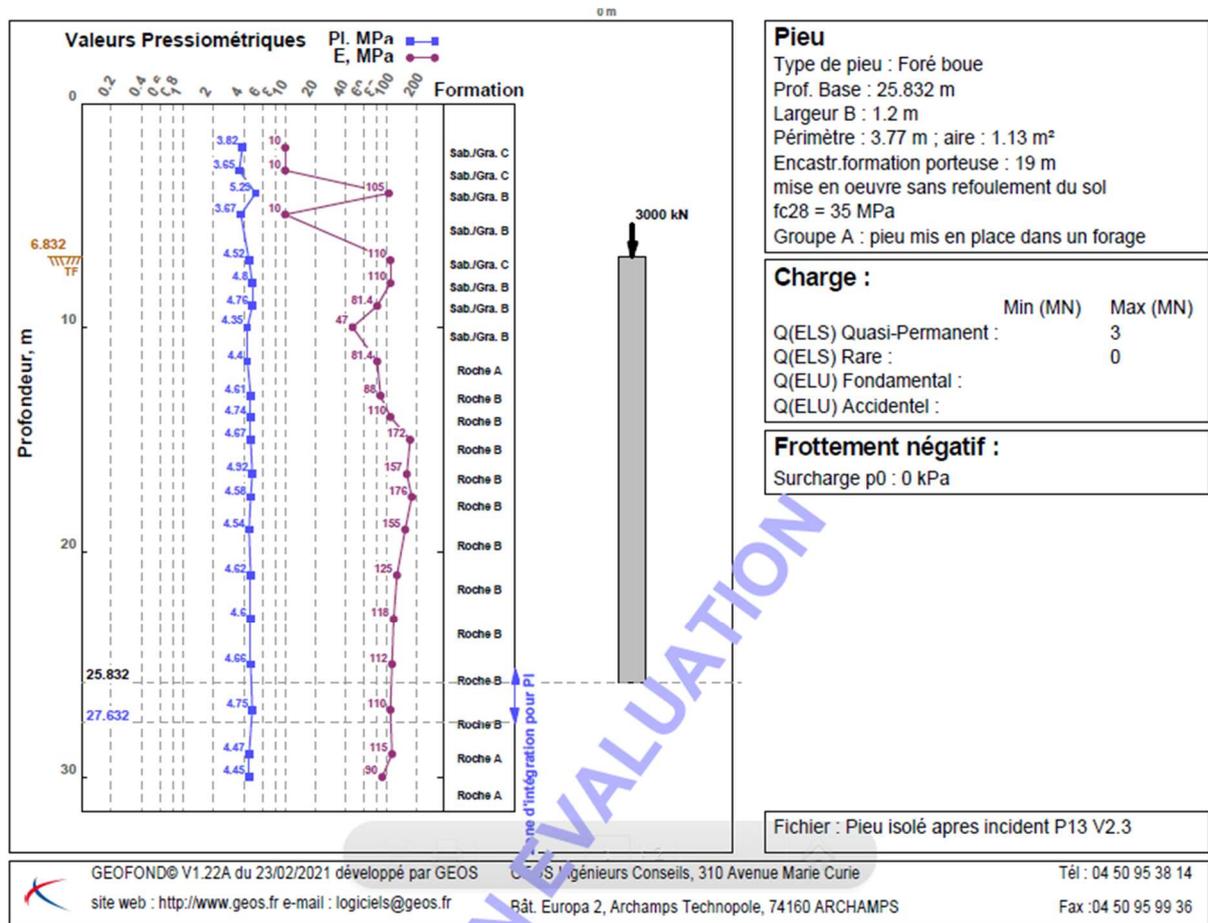
Vérification des caractéristiques du béton
 $k_1 = 1, k_2 = 1$ $f_{clim} = 35 \text{ MPa}$
 $f_c = 35 \text{ MPa}$ $f_t = 2.7 \text{ MPa}$
 $E_{ij} = 35982 \text{ MPa}$ $E_{uj} = 12103 \text{ MPa}$
 $\sigma_{moy}ELS = 0.3 * f_c = 10.5 \text{ MPa}$ $\sigma_{max}ELS = 0.6 * f_c = 21 \text{ MPa}$
 $N_{moy}ELS = \sigma_{moy}ELS * A = 11.9 \text{ MN}$

Résultats de calcul : Tassement
 Sous une contrainte qref = 2.65 MPa
 Par la méthode de Frank & Zhao
 $q_l(25.8) = 3.44e+03 \text{ kPa}$
 $q_p(25.8) = 83.2 \text{ kPa}$
 $q'_u(25.8) = 94.1 \text{ kN}$
 Tassement D = 0.771 mm

Résultats de calcul : Frottement négatif
Sur un élément isolé
 $F_n(inf) = 0 \text{ kN}$
 $n_1 = 6.83 \text{ m /TN}$

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

●Après incident :



Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

<p>Résultats de calcul : Capacité portante</p> <p>Par la méthode du Fascicule 62 $\rho_p = 1, \rho_s = 1$ $Q_{su} = 17.6 \text{ MN}$ Ann. C.2.5 $P_{le} = 4.71 \text{ MPa}$ Art. E.2.2 $k_p = 1.1$ Ann. C.3.2 $q_u = 5.18 \text{ MPa}$ Ann. C.3.2 $Q_{pu} = 5.18 \text{ MN}$ Ann. C.2.6 $Q_c = 15.3 \text{ MN}$ Ann. C.2.3 $Q_u = 22.5 \text{ MN}$ Ann. C.2.2 $Q_{tc} = 12.3 \text{ MN}$ Ann. C.2.3 $Q_{td} = 17.6 \text{ MN}$ Ann. C.2.2</p> <p>$Q_{max}(\text{ELU Fondamental}) = 16.8 \text{ MN}$ $Q_{max}(\text{ELU Accidentel}) = 19.6 \text{ MN}$ $Q_{max}(\text{ELS Rare}) = 13.9 \text{ MN} > 0 \text{ MN}$: Cond. vérifiée $Q_{max}(\text{ELS Quasi Permanent}) = 10.9 \text{ MN} > 3 \text{ MN}$: Cond. vérifiée $Q_{min}(\text{ELU Fondamental}) = -12.6 \text{ MN}$ $Q_{min}(\text{ELU Accidentel}) = -13.6 \text{ MN}$ $Q_{min}(\text{ELS Rare}) = -8.81 \text{ MN}$ $Q_{min}(\text{ELS Quasi Permanent}) = 0 \text{ MN}$</p> <p>Vérification des caractéristiques du béton $k_1 = 1, k_2 = 1$ $f_{clim} = 35 \text{ MPa}$ $f_c = 35 \text{ MPa}$ $f_t = 2.7 \text{ MPa}$ $E_{ij} = 35982 \text{ MPa}$ $E_{vj} = 12103 \text{ MPa}$ $\sigma_{moyELS} = 0.3 * f_c = 10.5 \text{ MPa}$ $\sigma_{maxELS} = 0.6 * f_c = 21 \text{ MPa}$ $N_{moyELS} = \sigma_{moyELS} * A = 11.9 \text{ MN}$</p>	<p>Résultats de calcul : Tassement</p> <p>Sous une contrainte $q_{ref} = 2.65 \text{ MPa}$ Par la méthode de Frank & Zhao $q_l(25.8) = 5.18e+03 \text{ kPa}$ $q_p(25.8) = 35.8 \text{ kPa}$ $q'_u(25.8) = 40.5 \text{ kN}$ Tassement $D = 0.636 \text{ mm}$</p> <p>Résultats de calcul : Frottement négatif</p> <p><u>Sur un élément isolé</u> $F_n(\text{inf}) = 0 \text{ kN}$ $h_1 = 6.83 \text{ m} / \text{TN}$</p>		
03/08/2022 17:47	Pieu isolé P13 V2	Page 1	FIGURE
Capacité portante selon NF P 94 Après incident			

Trial - 1128106520163105737

Les tableaux 4.17 et 4.18 récapitulent les résultats de capacité portante trouvés. Ils sont synthétisés comme suit :

Tableau 4.17: Confrontation des résultats avec ceux du BET (Avant incident)

Pile 13 droite	La méthode pressiométrique Selon Fascicule-62		
	BET	GEOFOND 1.22 SELKA+RAHOUI	Ecart %
$Q_{\text{Fondamental}}$ (MN)	10.2	9.88	3.13
$Q_{\text{Accidentel}}$ (MN)	11.8	11.5	2.54
Q_{Rare} (MN)	8.34	8.1	2.87
$Q_{\text{Quasi-permanent}}$ (MN)	6.55	6.36	2.90

Tableau 4.18: Confrontation des résultats avec ceux du BET (Après incident)

Pile 13 droite	La méthode pressiométrique Selon Fascicule-62		
	BET	GEOFOND 1.22 SELKA+RAHOUI	Ecart %
$Q_{\text{Fondamental}}$ (MN)			
$Q_{\text{Accidentel}}$ (MN)			
Q_{Rare} (MN)			
$Q_{\text{Quasi-permanent}}$ (MN)			

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

$Q_{\text{Fondamental}}$ (MN)	15.2	16.8	9.52
$Q_{\text{Accidentet}}$ (MN)	17.8	19.6	9.18
Q_{Rare} (MN)	12.5	13.9	10.07
$Q_{\text{Quasi-permanent}}$ (MN)	9.78	10.9	10.27

Cette étude a permis de vérifier les calculs effectués par le BET lors des vérifications des fondations profondes de l'appui en question, en l'occurrence l'appui P13 du viaduc V2.3.

En effet, les résultats trouvés dans notre étude sont quasiment les mêmes que ceux trouvés par le BET pour les deux cas de figures soit avec deux profils pressiométriques soit celui du P14 (avant incident de surconsommation de béton) et du P13 (après incident de surconsommation de béton). Quant à la capacité portante, elle reste vérifiée pour les deux cas étudiés.

6.2. Le logiciel GEO 5 pour pieu isolé :

Le logiciel GEO5 travail avec une méthode NAVFAC DM 7.2 basée sur les normes anglosaxon. Dans le cadre « Capacité portante verticale », il nous faut spécifier les paramètres de calcul affectant la valeur de la capacité portante de la pointe du pieu R_b [kN]. Tout d'abord, nous définissons le coefficient de calcul de la profondeur critique k_{dc} [-], qui est dérivé de la profondeur dite critique en fonction de la densité du sol, nous choisissons $k_{dc} = 1, 0$. Un autre paramètre important est le coefficient de la capacité portante N_q [-], qui est déterminé par l'angle de frottement interne du sol par rapport à la technologie d'installation du pieu, nous choisissons $N_q = 10, 0$.

La capacité portante verticale de calcul d'un pieu chargé en son centre R_c [kN] est égale à la somme de la résistance au frottement latéral R_s et de la résistance de la pointe du pieu R_b . Pour que le critère d'évaluation soit satisfait, la valeur de la capacité portante verticale de calcul doit être supérieure à la valeur de la charge nominale V_d [kN] agissant sur la tête de pieu.

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

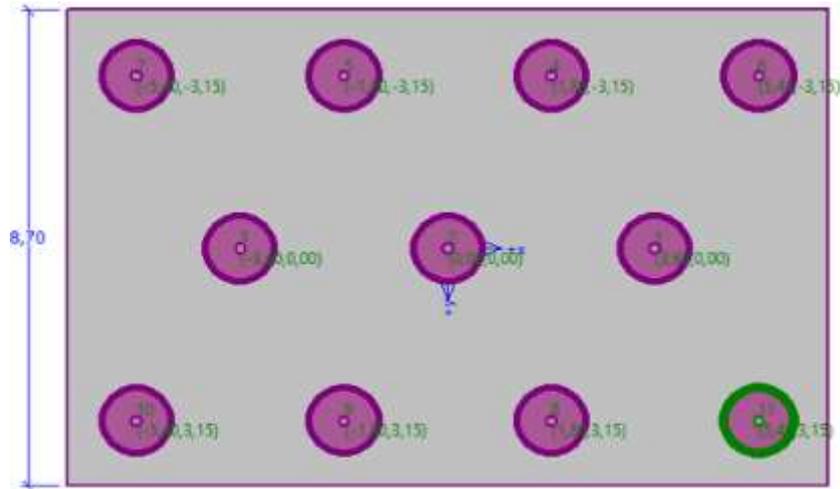


Figure IV.5: Disposition des pieux de l'appui P13 (en 2D)

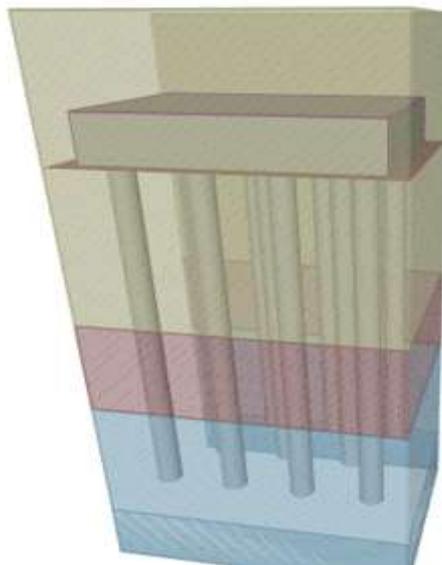
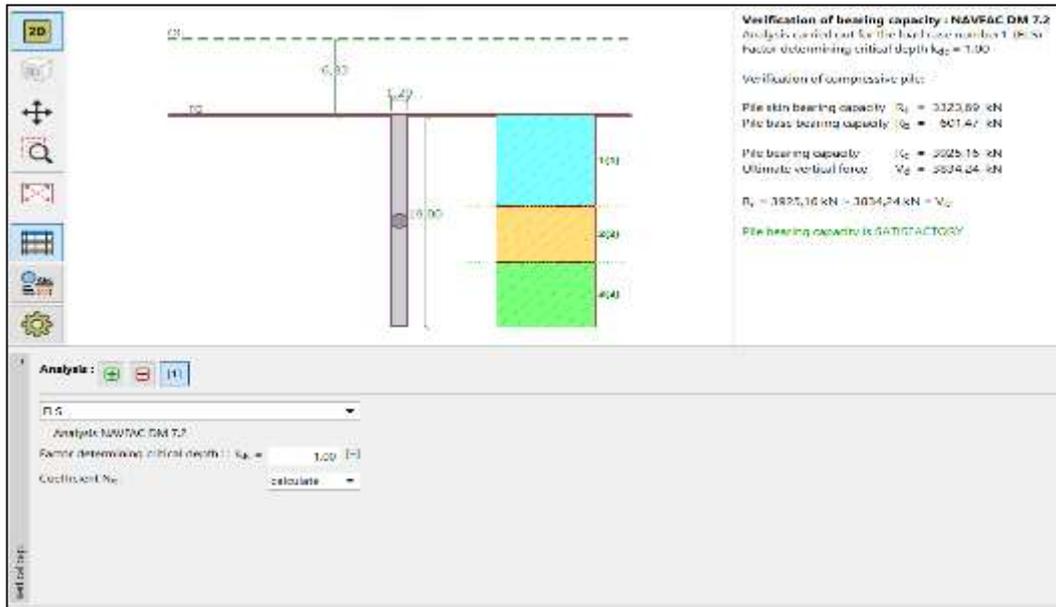


Figure IV.6 : Disposition des pieux de l'appui P13 (en 3D)

- 6.2.1. Résultat de calcul par GEO5 pour pieu isolé.
- Avant incident

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.



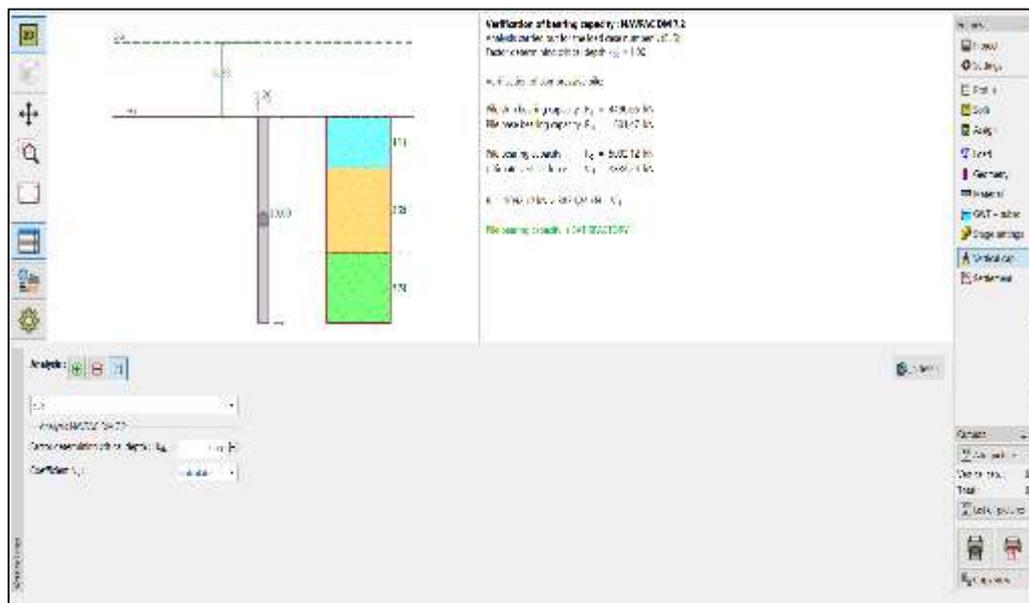
Verification of bearing capacity : NAVFAC DM 7.2
 Analysis carried out for the load case number 1. (E.L.S)
 Factor determining critical depth $k_{dc} = 1.00$

Verification of compressive pile:

Pile skin bearing capacity $R_s = 3323.69$ kN
 Pile base bearing capacity $R_b = 601.47$ kN
 Pile bearing capacity $R_c = 3925.16$ kN
 Ultimate vertical force $V_d = 3834.24$ kN

$R_c = 3925.16$ kN $>$ 3834.24 kN $= V_d$
Pile bearing capacity is SATISFACTORY

●Après incident :



Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Verification of bearing capacity : NAVFAC DM 7.2	
Analysis carried out for the load case number1. (ELS)	
Factor determining critical depth $k_{dc} = 1,00$	
Verification of compressive pile:	
Pile skin bearing capacity $R_s =$	4490,65 kN
Pile base bearing capacity $R_b =$	601,47 kN
Pile bearing capacity $R_c =$	5092,12 kN
Ultimate vertical force $V_d =$	3834,24 kN
$R_c = 5092,12 \text{ kN} > 3834,24 \text{ kN} = V_d$	
Pile bearing capacity is SATISFACTORY	

6.2.2. Résultats numériques des deux codes de calcul (GEOFOND et GEO5) avant et après incident :

Le tableau IV.21 joint ci-après montre les résultats de capacité portante issus du code de calcul GEO5 (V2020) ainsi qu'une confrontation des résultats avec ceux trouvés avec GEOFOND.

Les résultats sont comme suit :

Tableau 4.21 : Les résultats numériques des deux codes de calcul (avant incident et après incident).

	Code de calcul				
	Geofond 1.22		GEO 5	Ecart 1 %	Ecart 2 %
	DTU 13.2	Fascicule-62			
Avant incident					
La charge limite de la pointe(MN)	3.82	3.8	0.6	84.29	84.21
La charge limite de frottement latérale (MN)	10.5	9.95	3.32	68.38	66.63
La charge limite (MN)	14.3	13.80	3.92	72.58	71.59
Après incident					
La charge limite de la pointe(MN)	5.58	5.86	0.6	89.24	89.76
La charge limite de frottement latérale (MN)	21.60	17.60	4.49	79.21	74.48
La charge limite (MN)	26.90	23.50	5.09	81.07	78.34

Nota :

Ecart 1 : entre le DTU 13.2 et le GEO5

Ecart 2 : entre le Fascicule-62 et le GEO5

Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Le tableau ci-dessus montre que les résultats du code de calcul GEO5 sont moins importants par rapport à ceux du code GEOFOND soit avant ou après incident.

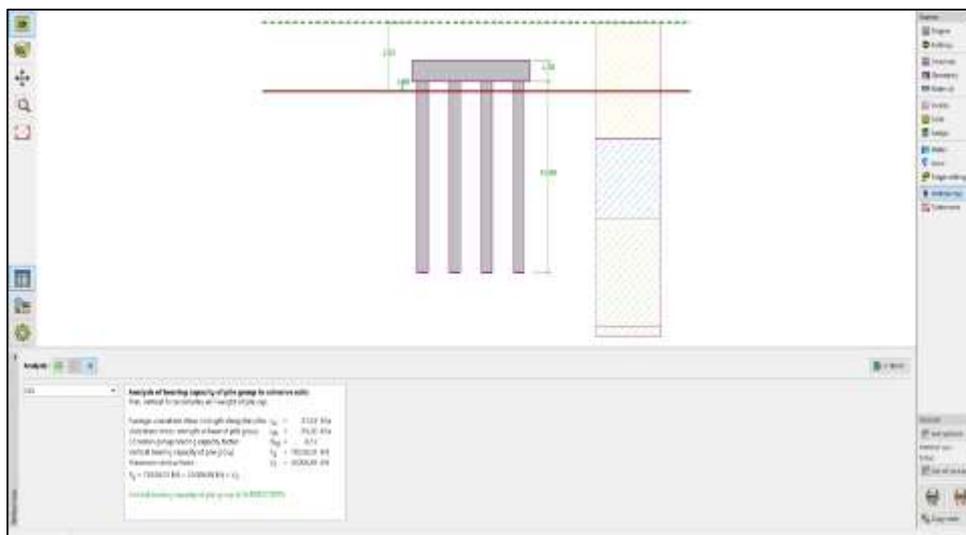
Ces résultats peuvent être expliqués par le fait que le code GEO5 utilise une norme américaine (NAVFAC DM 7.2) basée sur le principe d'élément fini contrairement au code GEOFOND fondé sur des normes françaises. De plus, le code GEO5 nécessite autres caractéristiques que ceux mentionnées dans le rapport géotechnique comme le module de Young E_{ref} et le coefficient de poisson de sol ν qui ont été pris à partir de références.

7. Groupe de pieux :

Pour le groupe de pieux on a calculé avec la méthode analytique selon le DTU et aussi avec le logiciel GEO5 et puis on va vérifier est ce que les pieux vont résister aux sollicitations.

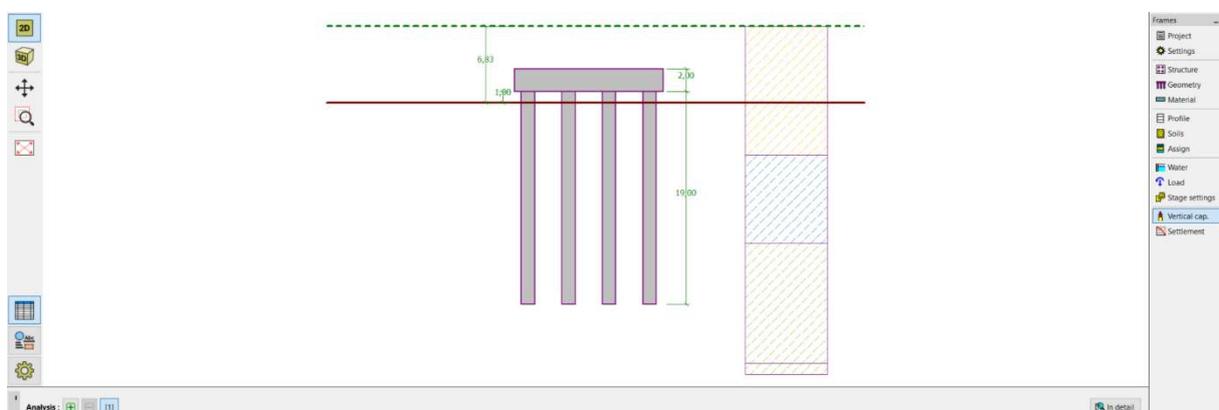
A. Résultat de calcul par GEO5 pour groupe de pieu :

● Avant incident



Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} = 51,53 \text{ kPa}$
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} = 65,00 \text{ kPa}$
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} = 8,12$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 78358,01 \text{ kN}$
Maximum vertical force	$V_d = 33006,89 \text{ kN}$
$R_g = 78358,01 \text{ kN} > 33006,89 \text{ kN} = V_d$	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

● Après incident :



Chapitre 4: Calculs théorique et numérique de la capacité portante de l'appui P13 du Viaduc V2.3.

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles c_{us} =	51,53 kPa
Undrained shear strength at base of pile group c_{ub} =	65,00 kPa
Cohesion group bearing capacity factor N_{cg} =	7,29
Vertical bearing capacity of pile group R_g =	100403,79 kN
Maximum vertical force V_d =	38033,80 kN
$R_g = 100403,79 \text{ kN} > 38033,80 \text{ kN} = V_d$	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

Tableau 4.22: Résultats de la méthode analytique et GEO5 (avant incident).

	Calcul analytique	Code de calcul	Ecart
	La méthode pressiométrique DTU 13.2	GEO 5	
Capacité portante pour groupe des pieux (MN)	59.12 > 43.06	78.35 > 43.06	24.54%

Tableau 4.23: Résultats de la méthode analytique et GEO5 (après incident).

	Calcul analytique	Code de calcul	Ecart %
	La méthode pressiométrique DTU 13.2	GEO 5	
Capacité portante pour groupe des pieux (MN)	119.10 > 43.06	100.4 > 43.06	13%

D'après les résultats de calcul de la capacité portante des groupes de pieux selon le code de calcul DTU 13.2 ainsi par le calcul de GEO5, on constate que ces résultats sont vérifiés, la capacité portante qu'on a trouvée est plus importante par rapport au chargement transmis de la pile, c'est-à-dire que les dimensions et le nombre de pieux sont largement vérifiés et peuvent aisément supportés.

Pour la comparaison entre le DTU 13.2 et le GEO5 on constate une différence et cela peut être justifié par le fait que la méthode DTU 13.2 surestime les résultats.

Conclusion générale :

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude de la capacité portante de l'appui P13 du viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet. En effet, la réalisation des fondations profondes de cet appui a connu certaines difficultés lors du bétonnage de pieux, suite à la surconsommation de béton.

Rappelons, que l'incident enregistré doit clairement être considéré comme dû à un aléa géotechnique peu prévisible. Toutefois, compte tenu de l'expérience acquise dans cette région, il aurait été raisonnable d'arrêter le bétonnage plus tôt pour "faire le bouchon" et économiser ainsi beaucoup de béton et le retard à réagir a été la source de cette surconsommation exagérée de béton.

Des notions fondamentales sur les fondations profondes, les différents types et critères de choix de ces derniers ainsi que les méthodes d'exécution ont été présentés. Par la suite, un descriptif de la capacité portante des pieux et le calcul du frottement négatif ont été exposés également.

Les méthodes de calcul usuelles de la capacité portante ont été abordées en se basant sur les essais pressiométriques Ménard et celles sur les essais pénétrométriques CPT, ceci permettra évidemment de déterminer la résistance de pointe et celle par frottement latéral.

Par la suite, le viaduc V2.3 de la pénétrante de Ghazaouet-Tlemcen a été présenté ainsi que l'incident de surconsommation du béton lors du bétonnage de 3 pieux au droit de l'appui P13 a été longuement discuté. La capacité portante de la fondation n'est pas remise en cause que ce soit du fait de cavité local que par l'imprécision des données géotechniques. En effet les marges prises lors du dimensionnement absorbent facilement ces aléas.

Quant aux calculs analytiques, deux méthodes ont été utilisées en se basant sur le DTU13.2 et le fascicule 62 titre V. Les résultats issus de ces calculs montrent que la capacité portante est largement assurée. A cet égard, nous ne manquons pas d'indiquer que les résultats issus du DTU sont surestimés par rapport à ceux du fascicule 62, sachant que ce règlement se base en grande partie sur des abaques dans la détermination de la charge limite de frottement latéral. Les chercheurs appellent à être prudents lors de son utilisation.

D'autres calculs numériques ont été effectués en se basant sur le code GEOFOND 1.22. Ces calculs nous ont permis de retrouver des résultats quasi similaires que ceux trouvés par le BET, avec des écarts qui ne dépassent pas 10 %.

En ce qui concerne les résultats du code de calcul GEO5, ils sont moins importants par ceux trouvés par le GEOFOND et par rapport aux deux règlements utilisés (DTU, Fascicule 62). Ceci peut être expliqué par le fait que ce code de calcul utilise des méthodes et normes anglosaxons (NAVFAC DM 7.2), sous estimant la capacité portante.

Par ailleurs, et pour pouvoir dimensionner correctement les fondations, il faut que l'ingénieur ne se contente pas uniquement des essais pressiométriques. L'utilisation des essais type SPT en complément avec la méthode traditionnelle (C et ϕ) s'imposent, en vue de confronter les différents résultats.

L'ingénieur doit être capable de faire un compromis entre les résultats issus des calculs théoriques, numériques et celles issus de l'observation sur site.

La réalisation correcte des essais et investigations géotechniques jouent un rôle prépondérant dans la conception des fondations profondes.

L'incident de surconsommation de béton enregistré au niveau de l'appui P13 aurait pu être évité si des investigations ont été entreprises au droit de cet appui.

Une autre remarque de taille est à soulever ; la capacité portante « surabondante » trouvée au droit de cet appui avec les nouveaux paramètres montrent clairement que des optimisations en termes de nombre de pieux et de longueurs auraient pu être menées, si tous les appuis ont fait l'objet d'essais géotechniques.

L'ingénieur ayant pour mission le contrôle et les conseils au Maître de l'ouvrage dans un grand projet, doit avoir une parfaite maîtrise et/ou connaissance des clauses contractuelles, pour qu'il soit en mesure de cibler la nature des travaux et les erreurs provenant de l'entreprise réalisatrice.

Ce travail ouvre aussi des voies pour des travaux de recherche en perspective. On peut citer par exemple :

- L'impact de la variation des caractéristiques géotechniques du sol sur la capacité portante.
- Etude comparative de résultats de capacité portante en utilisant les essais pressiométriques, SPT, méthode traditionnelle et la norme la norme NF P94-262 du règlement EUROCODE 7.
- Optimisation de fondations profondes en se basant sur les profils pressiométriques.

Références Bibliographiques :

Frederic (2008), les fondations profondes, lycée pierre caraminot 19300 Egletons.

Groupement CRCC-SEROR-DENNOUNI (2016) Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest sur 41km-1er Tranche sur 13km.

Bouguenina, O. (2017) Cours Master I Structures Fondations et Soutènements, Centre Universitaire – nourbachir el bayadh, Institut des Sciences département de Technologies.

BELKADI, MALTI : CALCUL DE FONDATIONS PROFONDES

Plumelle, C. (2005) cour fondation profonde et pieux, C.N.A.M. Géotechnique B1/B6.

Document manuel utilisation Geofond 2020, (2020)

Document manuel Utilisation GEO5

LACROIX.M. R et all., 2000 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limitent fascicule n°62 (titre v)

Bouguenina, O. (2017) Cours Master I Structures Fondations et Soutènements, Centre Universitaire – nourbachir el bayadh, Institut des Sciences département de Technologies.

Hassini, I, (2016), Evaluation des tassements pour une fondation profonde, mémoire en vue d'obtention du diplôme de Master 2 génie civil, université Mouloud Maaméri de Tizi-Ouzou

Elgonnoui, M., (2009) Fondation profonde, Master 2 génie civil, Université cheikh Anta Diop de Dakar.

Montcho, G. (2005), fondation profondes dimensionnement et conception d'un programme de calcul, mémoire d'ingénieur en Génie Civil, université de Cheikh antadiop de dakar.

Boumaza.N ,Khebbab.M(2015) ,Conception et calcul des fondations sur pieux , Mémoire de Master ,Université de Guelma faculté des sciences et technologie .

Manual GEOFOND 1.22

Sellami.I ,Laafer.K(2012) ,Analyse de la capacité portante du sol et choix du type de fondation ,Mémoire de Master ,Université de KhemisMilliana ,Institut des science de la nature et de la terre.

Rapport circonstanciel n° RCI_CHA_CMI_028_A_PAQ . Essais de contrôle des pieux

Bouchikriabdellah, Benamar.M(2019),etudegeometrique d'une section de la liaison autoroutière reliant le port de GHAZAOUET (wilaya de tlemcen)

<https://www.geotech-fr.org/sites/default/files/rfg/article/54-4.pdf>[1]

<https://www.finesoftware.fr/aide-contextuelle/geo5/fr/capacite-portante-du-sol-de-fondation-01/>[2]

https://fr.wikipedia.org/wiki/Essai_pressiom%C3%A9trique_M%C3%A9nard#:~:text=L'essai%20pressiom%C3%A9trique%20est%20un,effectuer%20les%20calculs%20de%20fondation.

[3]

Annexes :

- 1) ANNEXE A : Présentation du profil pressiométrique avant et après incident**
- 2) ANNEXE B : Présentation du code de calcul GEOFOND 1.22**
- 3) ANNEXE C : Présentation du logiciel GEO5 (V2020)**
- 4) Annexe C-1 : Note de calcul de la capacité portante pour pieu isolé selon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Avant incident**
- 5) Annexe C-2 : Note de calcul de la capacité portante pour pieu isolé selon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Après incident de surconsommation de béton**
- 6) Annexe C-3 : Note de calcul de la capacité portante pour le groupe de pieuxselon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Avant incident de surconsommation de béton.**
- 7) Annexe C-4 : Note de calcul de la capacité portante pour le groupe de pieuxselon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Après incident de surconsommation de béton.**
- 8) ANNEXE D :Photos de réalisation des pieux au projet de la pénétrante de Ghazaouet (Appui P13 Droit Viaduc V2.3).**

ANNEXE A :

Profil pressiométrique avant incident

N	Profondeur (m)	Em(MPa)	Pl*(MPa)
1	2	8.09	1,20
2	3	13.93	1,21
3	4	11.26	1,33
4	5	14.26	1,58
5	7	19.53	1,28
6	8	53.62	2,94
7	9	61.64	2,77
8	10	42.33	2,21
9	11,50	83.00	3,24
10	13,00	72.57	2,67
11	14,00	54.57	2,73
12	15,00	88.61	3,06
13	16,50	81.62	3,27
14	17,50	79.81	2,65
15	19	92.53	2,85
16	21	138.41	3,72
17	23	101.36	3,98
18	25	170.60	3,80
19	27	132.00	2,87
20	29	59.42	1,76
21	30	50.70	2,07

Profilpressiométrique après incident

N°	Profondeur (m)	Em(MPa)	PL*(MPa)
1	2	61,8	3,82
2	3	61,6	3,65
3	4	110	5,29
4	5	82,5	3,67
5	7	138	4,52
6	8	120	4,8
7	9	90	4,76
8	10	62,5	4,35
9	11,5	111,5	4,4
10	13	99,4	4,61
11	14	89	4,74
12	15	174	4,67
13	16,5	157	4,92
14	17,5	189	4,58
15	19	180	4,54
16	21	127	4,62
17	23	119	4,6
18	25	114	4,66
19	27	116	4,75
20	29	115	4,47

ANNEXE B :

Présentation du code de calcul GEOFOND 1.22

4.1. Présentation du code de calcul GEOFOND 1.22

GEOFOND1.22 est un outil pour calculer les contraintes d'un objet simple en application de méthodes de calcul définies. L'objet simple de calcul est défini par l'ingénieur qui retient quelques caractéristiques mécaniques et géométriques et envisage certains phénomènes physiques (Manuel Utilisation Geofond2020)

Le logiciel GEOFOND1.22 spécialisé dans le dimensionnement des fondations s'articule autour de deux modules de calculs : le module fondations superficielles et le module fondations profondes.

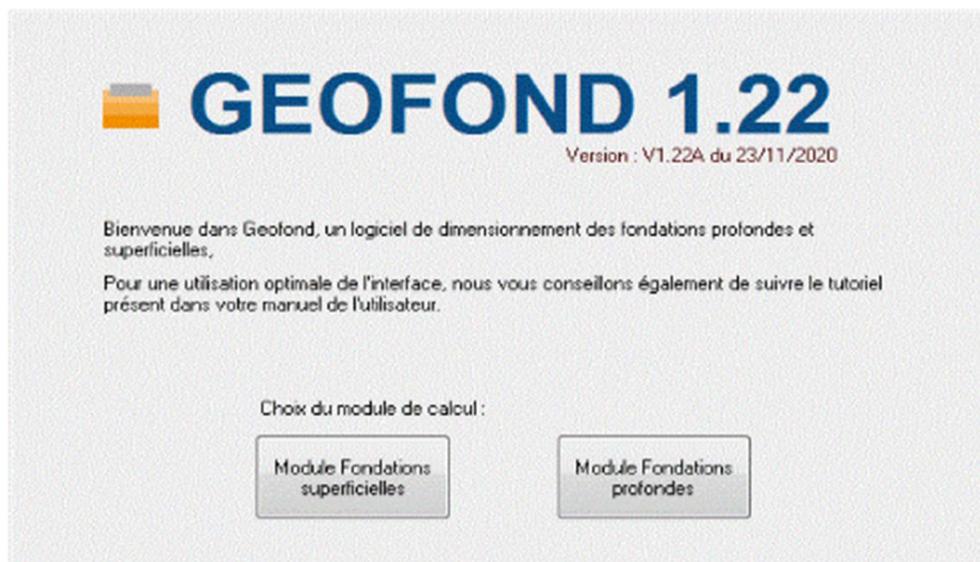
GEOFOND permet également de calculer la capacité portante de fondations profondes en laissant le choix à l'utilisateur parmi les référentiels existants : le Fascicule 62 titre V, le DTU 13.2 et les normes d'application française de l'EUROCODE 7, en l'occurrence la norme NF P 94.262. Les tassements sont calculés par la méthode de Frank & Zhao, en fonction du type d'essais à disposition : Pressiomètre ou pénétromètre statique (Manuel Utilisation Geofond2020 , 2020).

Il permet également de décomposer les efforts dans le cas de groupe de pieux.

4.2. Description de la prise en main du logiciel

1. Choix du module

Le passage à GEOFOND-MODULE Fondations Profondes se fait automatiquement lors de l'ouverture d'un fichier correspondant à ce module. Pour créer un nouveau fichier de calcul de fondation profonde on clique directement sur le bouton approprié dans la fenêtre qui apparaît (Manuel Utilisation Geofond2020 , 2020).



le choix du module (Geofond 1.22)

Le module actif est par ailleurs affiché dans le bas du tableau de bord.

1 :

2 : Sols
Type d'essai :
 Pressiomètre
 SPT
 Pénétromètre dynamique
 Pénétromètre statique
 Valeurs traditionnelles c.p

3 : Fondation
 Pieu transversal
 Groupe de pieux
 Inclusions rigides
 Colonnes ballastées
 Pieu axial

4 : calcul

Méthodes de calcul

Tableau de bord (Geofond 1.22)

Dès que le choix du type d'essai (Pénétromètre statique ou Pressiomètre) a été fait, il est IMPERATIF de faire le choix de la méthode de calcul utilisée pour pouvoir poursuivre la saisie.

2. Les sols

La Figure 3.12 Indique les valeurs d'essais dans la boîte de dialogue « Sondage ».

Définition des valeurs pressiométriques

Nouvel élément

Profondeur (m)
15

Pression limite Pl (MPa)
3.06

Module E (MPa)
88.61

Formation (au-dessous)
Grave moyennement compacte

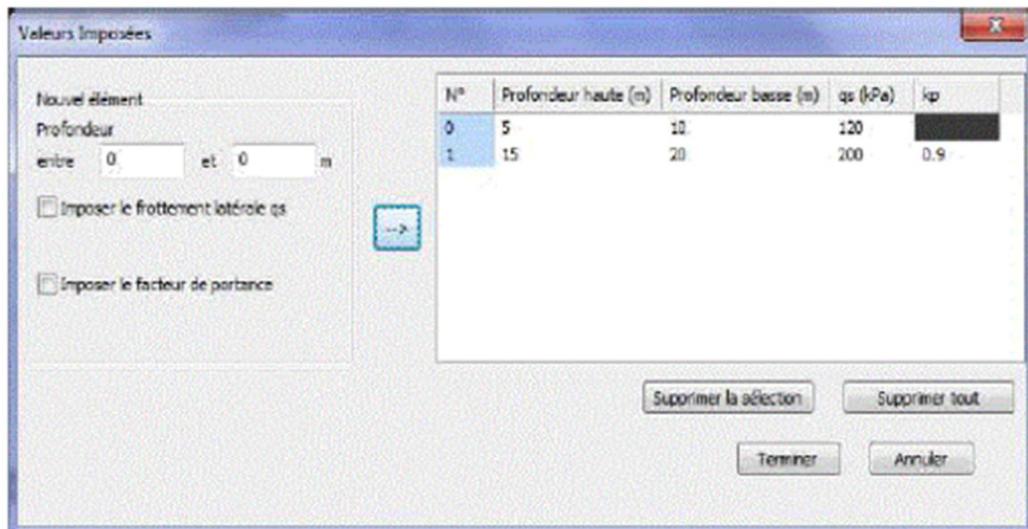
	Profondeur (m)	pl (MPa)	E (MPa)	Formation
1	2	1.20	8.09	Argile molle
2	3	1.21	13.93	Argile molle
3	4	1.33	11.26	Argile molle
4	5	1.58	14.26	Grave moyennement compacte
5	7	1.28	19.53	Grave moyennement compacte
6	8	2.94	53.62	Grave moyennement compacte
7	9	2.77	61.64	Grave moyennement compacte
8	10	2.21	42.33	Grave moyennement compacte
9	11.5	3.24	83	Grave moyennement compacte
10	13	2.67	72.57	Grave moyennement compacte
11	14	2.73	54.57	Grave moyennement compacte
12	15	2.06	88.61	Grave moyennement compacte

Tableau pour la saisie des caractéristiques du sol (Geofond 1.22)

Pour les pieux, le logiciel présente les spécificités suivantes :

- saisie de la valeur de frottements dans le cas de craie pour des pieux spécifiques (Fascicule 62 Titre V),

- possibilité d'imposer les valeurs de q_{s0} et k_p (cf. fenêtre suivante) :

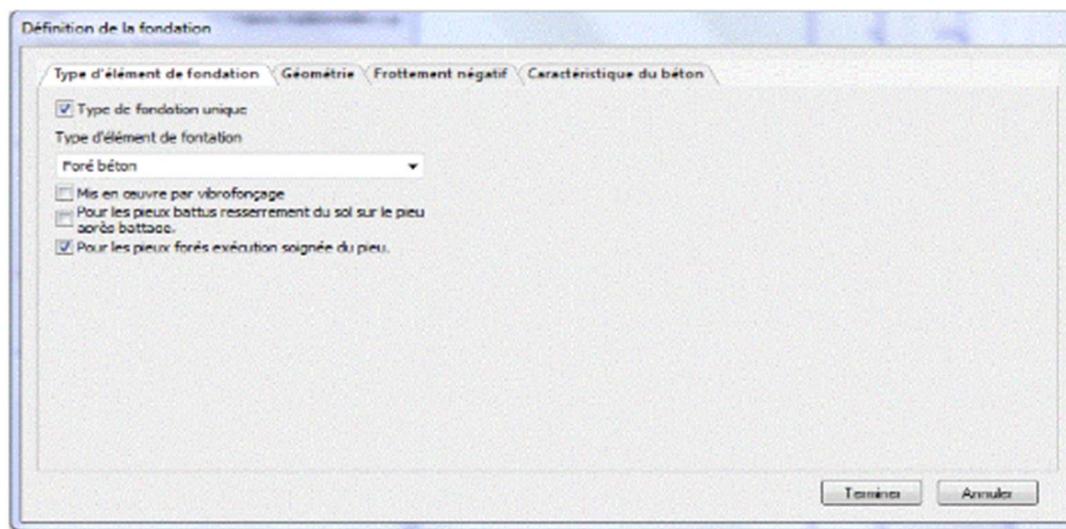


Saisir les valeurs de q_{s0} et k_p (Logiciel Geofond 1.22)

3. Saisie de la fondation profonde

3.1. Généralités

La définition de la fondation profonde se fait en cliquant sur le bouton « Configuration » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord, ou dans le menu « Saisie des données → Fondation → Fondation. Profonde ». (Manuel Utilisation Geofond2020 , 2020)



Définition de la fondation (Logiciel Geofond 1.22)

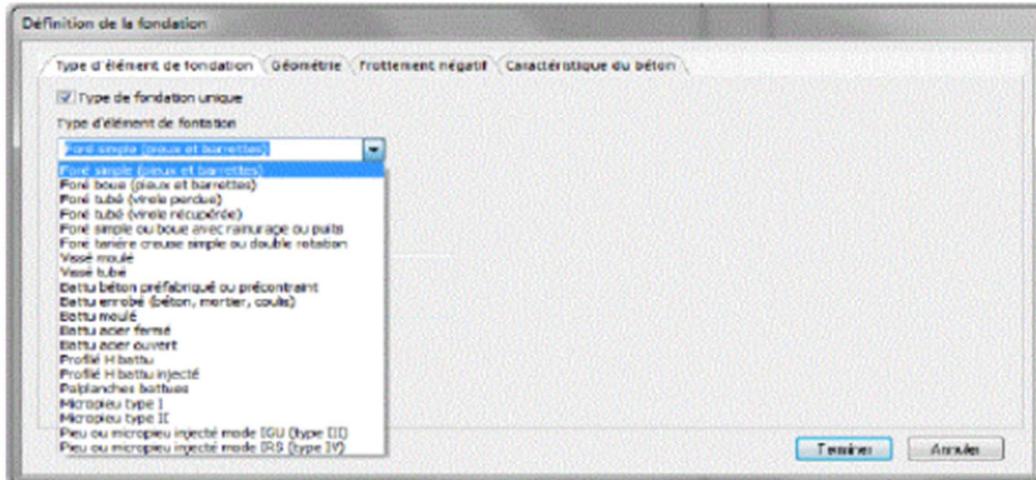
La fenêtre de saisie présente 4 onglets différents pour la définition complète de la fondation :

- Type d'élément de fondation,
- Géométrie,
- Frottement négatif,
- Caractéristiques du béton.

Les options de configurations peuvent varier suivant le référentiel de calcul choisi. (Manuel Utilisation Geofond , 2020)

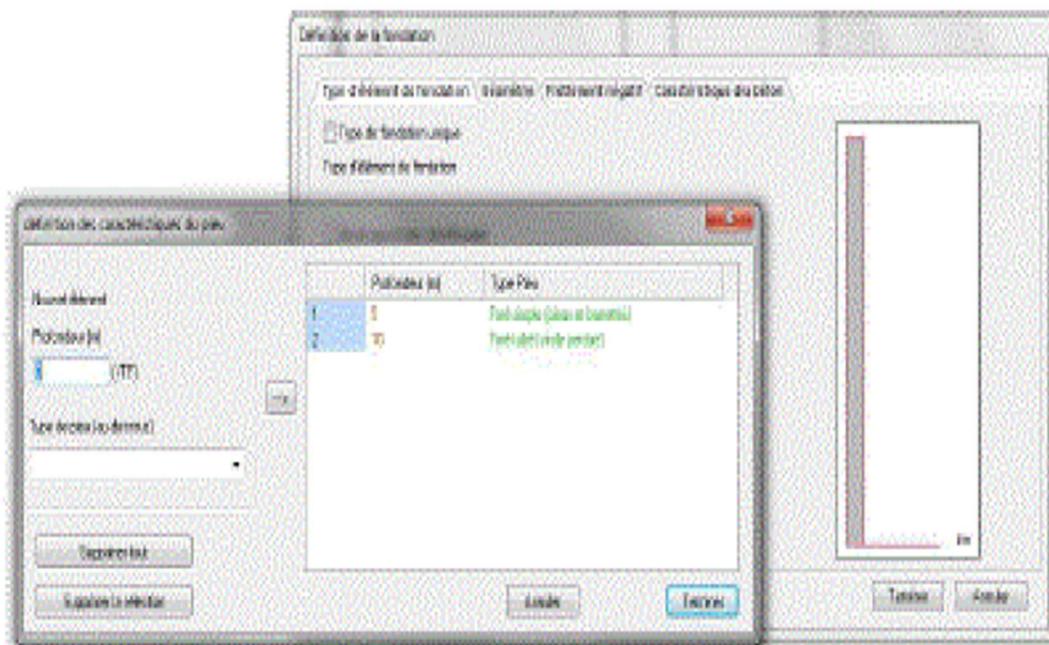
3.2 .Type d'élément de fondation

Le premier onglet permet la définition du type de fondation. Choisissez la fondation adaptée dans le menu déroulant.



Type d'élément de fondation (Logiciel Geofond 1.22)

Il est également possible de considérer un changement du mode de réalisation sur la profondeur de la fondation en décochant la case «Type de fondation unique ». Cliquez alors sur la représentation de la fondation pour accéder à la fenêtre de saisie ci-dessous. Le mode de réalisation est associé à une profondeur. Le bouton «→» permet d'ajouter un nouvel élément de fondation jusqu'à la profondeur saisie.



Représentation de la fondation (Logiciel Geofond 1.22)

3.3 Géométrie

L'onglet géométrie permet de définir l'ensemble des caractéristiques géométriques de la fondation.

Définition de la fondation

Type d'élément de fondation | Géométrie | Frottement négatif | Caractéristique du béton

Profondeur du TF (m) : (/ au TN)
 = 0 si TN = TF, >0 si déblai, <0 si remblai

Profondeur de la base (m) : (/ au TF)

Encastrement dans la formation porteuse (m) : Prendre en compte l'encastrement dans la formation porteuse

Hauteur où le frottement est négligé (m) : (/ au TF)

Module d'Young (MPa) :

Valeur de He :

Section circulaire ou carré
 Barrettes et parois de forme allongée

Largeur de la base B (m) :

Périmètre (m) : (valeurs ou expressions en fonction de B et/ou L, largeur et longueur de la base)

Sections en pointe (m²) :

Définition de l'ensemble des caractéristiques de la fondation

3.4 Frottement négatif

Le troisième onglet vous permet de paramétrer les frottements négatifs. Pour les prendre en compte il suffit de cocher la case « Prendre en compte les frottements négatifs ». Dans ce cas il faudra spécifier :

- La surcharge uniforme appliquée à la tête du pieu. Il n'est donc pas nécessaire de saisir un remblai au-dessus du pieu pour prendre en compte les frottements négatifs.
- La présence de nappe ou non.
- La profondeur de limite du calcul (celui-ci permet de prendre en compte le h2 qui correspond au niveau de tassement restant à acquérir par le sol après exécution de la fondation, celui-ci doit être calculé au préalable par l'utilisateur, il peut utiliser GEOFOND Module fondations superficielles). (Manuel Utilisation Geofond2020 , 2020)

Définition de la fondation

Type d'élément de fondation | Géométrie | Frottement négatif | Caractéristique du béton

Prendre en compte le frottement négatif

Surcharge uniforme p0 (kPa) :

Nappe (m) : (/ au TN)

Profondeur limite de calcul (m) : (/ au TF)

Frottement négatif sur un élément au sein d'un groupe

Sélectionnez un fichier à afficher

Définition du frottement négatif

Vous devez définir les couches de sols (k.tan σ et poids volumique du sol γ .) en cliquant sur le bouton « configuration des sols » permettant d'accéder à la fenêtre suivante :



Définition des couches de sol (Logiciel Geofond 1.22)

Un tableau est donné pour vous guider dans le choix des valeurs à saisir. Il est possible de calculer le frottement négatif dans le cas où le pieu est au sein d'un groupe. Pour cela, il suffit de cocher la case « Frottement négatif sur un élément au sein d'un groupe ».

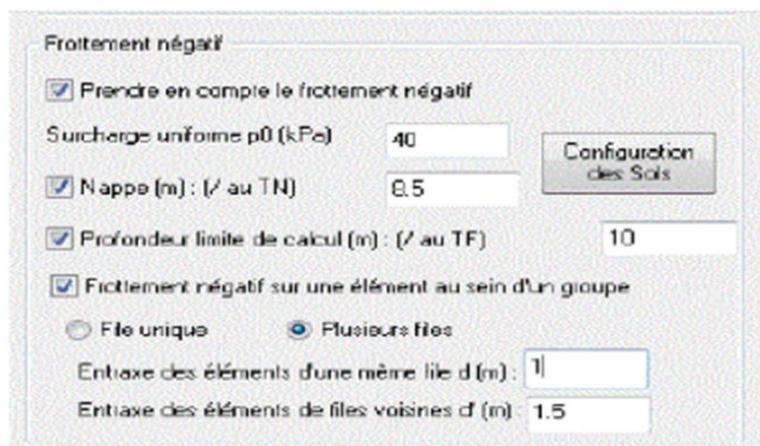
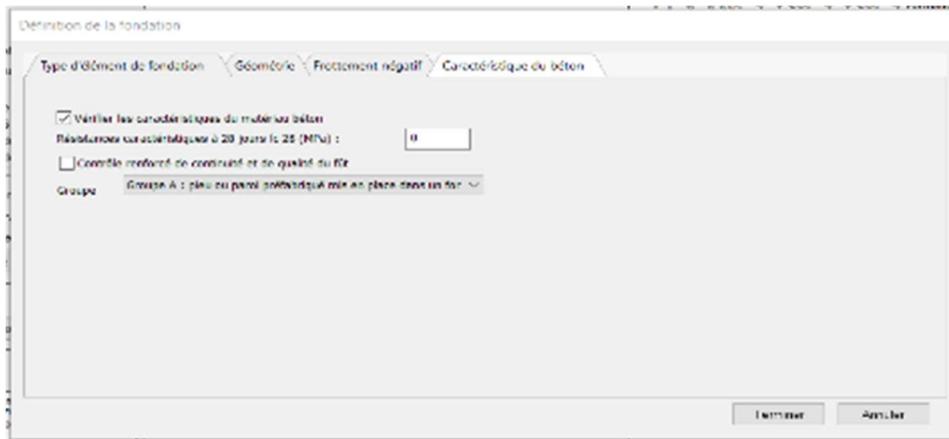


Tableau de donnée de frottement négatif

Puis de spécifier si le groupe se trouve sur plusieurs files ou sur une seule et les valeurs d'entraxes d et d'.

3.5 Caractéristiques du béton

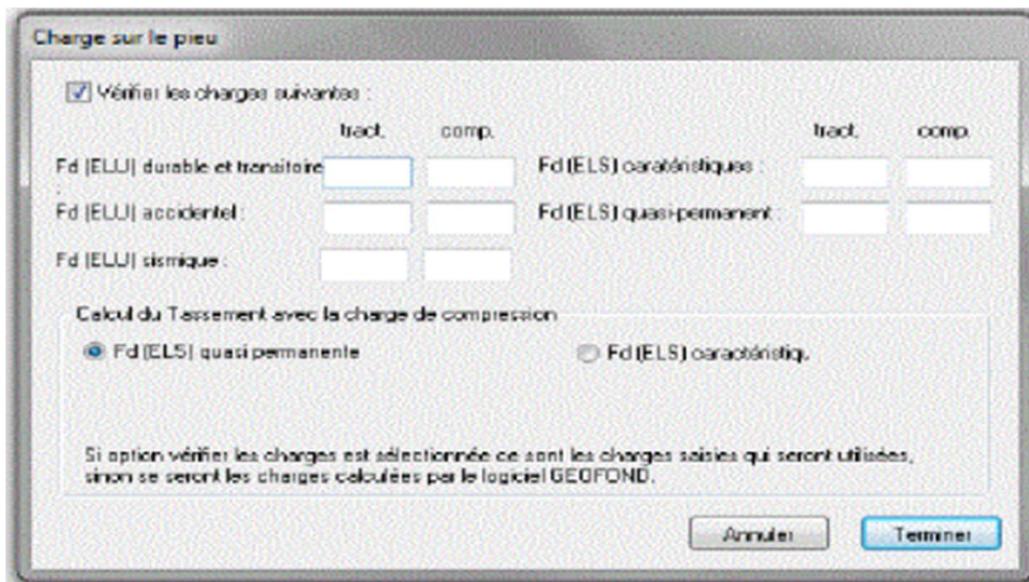
La fenêtre de configuration de la fondation présente un dernier onglet permettant d'ajouter au calcul la vérification des caractéristiques du béton. Cette vérification s'effectue suivant le référentiel choisi précédemment, lors de la saisie du sondage. (Manuel Utilisation Geofond2020, 2020)



Définition des caractéristiques de béton (code de calcul Geofond 1.22)

4. Saisie de la charge

La définition de la charge se fait en cliquant sur le bouton « Charge » de la section « 3 : Fondation » du tableau de bord, ou dans le menu « Saisie des données → Fondation → Charge ». (Manuel Utilisation Geofond2020 , 2020)



Définir la charge du pieu (code de calcul Geofond 1.22)

ANNEXE C :

Présentation du logiciel GEO5

4.1. Présentation du logiciel GEO5

L'objectif de cette présentation est d'expliquer le programme GEO5 « Pieux » dans le but d'évaluer la capacité portante verticale d'un pieux isolé dans un problème pratique.

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

GEO5 propose une suite de programmes pour l'analyse des fondations sur pieux. Il est nécessaire de choisir le programme optimal selon le type de structure et les résultats accessibles de la prospection géotechnique.

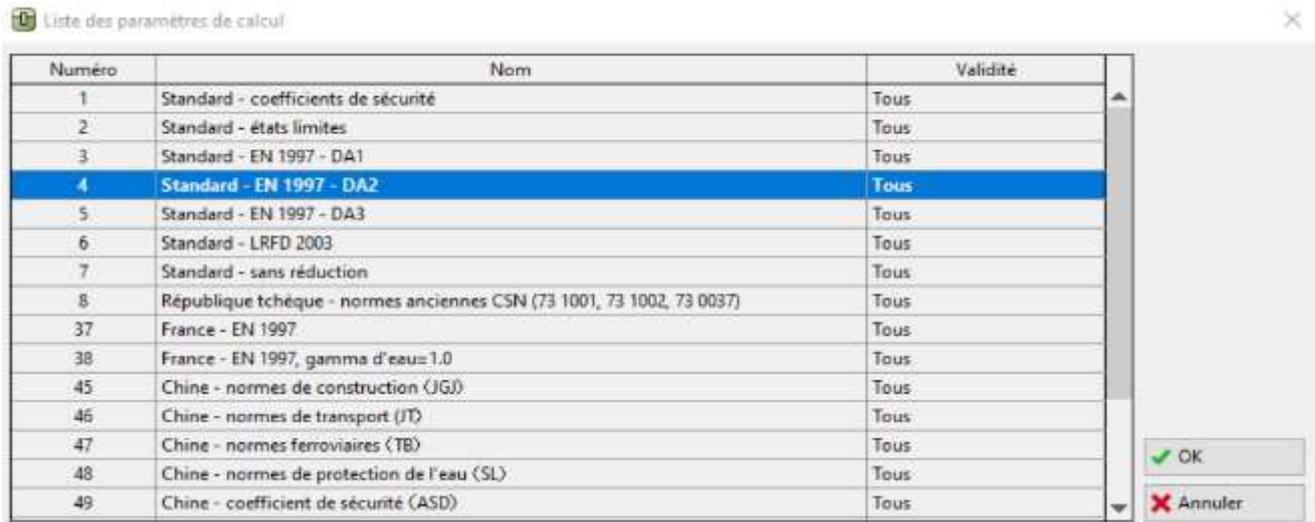
. Description de la prise en main du logiciel

	Load_EarthPressures_5_EN.exe	11/08/2020 10:51	Application
	Load_Gabion_5_EN.exe	11/08/2020 10:59	Application
	Load_GeoFEM_5_EN.exe	11/08/2020 09:55	Application
	Load_GravityWall_5_EN.exe	11/08/2020 11:04	Application
	Load_GroundLoss_5_EN.exe	11/08/2020 11:10	Application
	Load_MasonryWall_5_EN.exe	11/08/2020 11:50	Application
	Load_Micropile_5_EN.exe	11/08/2020 11:55	Application
	Load_MSEWall_5_EN.exe	11/08/2020 11:59	Application
	Load_NailedSlope_5_EN.exe	11/08/2020 12:04	Application
	Load_Pile_5_EN.exe	11/08/2020 12:09	Application
	Load_PileCPT_5_EN.exe	11/08/2020 12:14	Application
	Load_PileGroup_5_EN.exe	11/08/2020 12:18	Application
	Load_PrefabWall_5_EN.exe	11/08/2020 12:23	Application
	Load_RediRockWall_5_EN.exe	11/08/2020 12:26	Application
	Load_RockStability_5_EN.exe	11/08/2020 12:29	Application
	Load_Settlement_5_EN.exe	11/08/2020 12:50	Application
	Load_Shaft_5_EN.exe	11/08/2020 12:40	Application
	Load_SheetingCheck_5_EN.exe	11/08/2020 12:54	Application
	Load_SheetingDesign_5_EN.exe	11/08/2020 12:57	Application
	Load_Slab_5_EN.exe	10/08/2020 22:53	Application
	Load_SlopeStability_5_EN.exe	11/08/2020 10:27	Application
	Load_SpreadFooting_5_EN.exe	11/08/2020 13:04	Application
	Load_SpreadFootingCPT_5_EN.exe	11/08/2020 13:07	Application
	Load_Stratigraphy_5_EN.exe	11/08/2020 10:07	Application
	Load_Terrain_5_EN.exe	11/08/2020 10:15	Application



Programmes pour la conception des fondations profondes

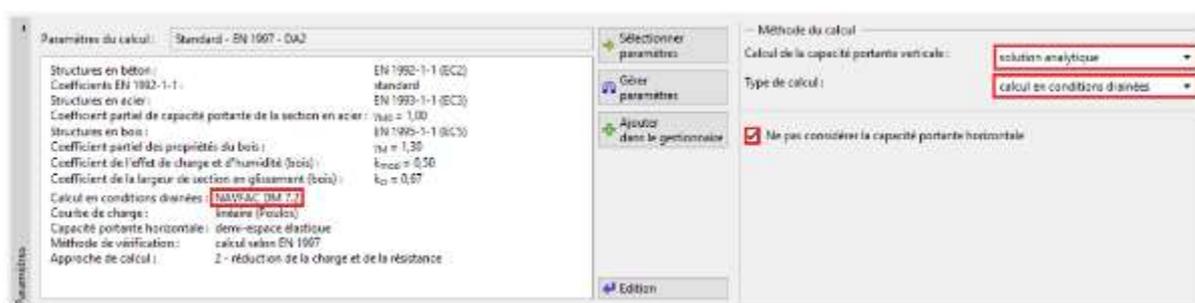
Le programme est conçu pour analyser la capacité portante verticale d'un pieu chargé à la fois en traction et compression, le tassement du pieu ainsi que la capacité portante d'un pieu isolé. L'analyse de vérification peut être effectuée en suivant la norme EN 1997-1 ou les approches classiques (états limites, coefficient de sécurité). Tout d'abord, cliquez sur le bouton « sélectionner paramètre » (en bas de l'écran) dans le cadre « Paramètre » puis sélectionnez l'option N°4 « Standard – EN1997 – DA2 ». Dans notre cas, nous utiliserons la solution analytique comme méthode de calcul de la capacité portante vertical et le pieu sera évalué en condition drainées.



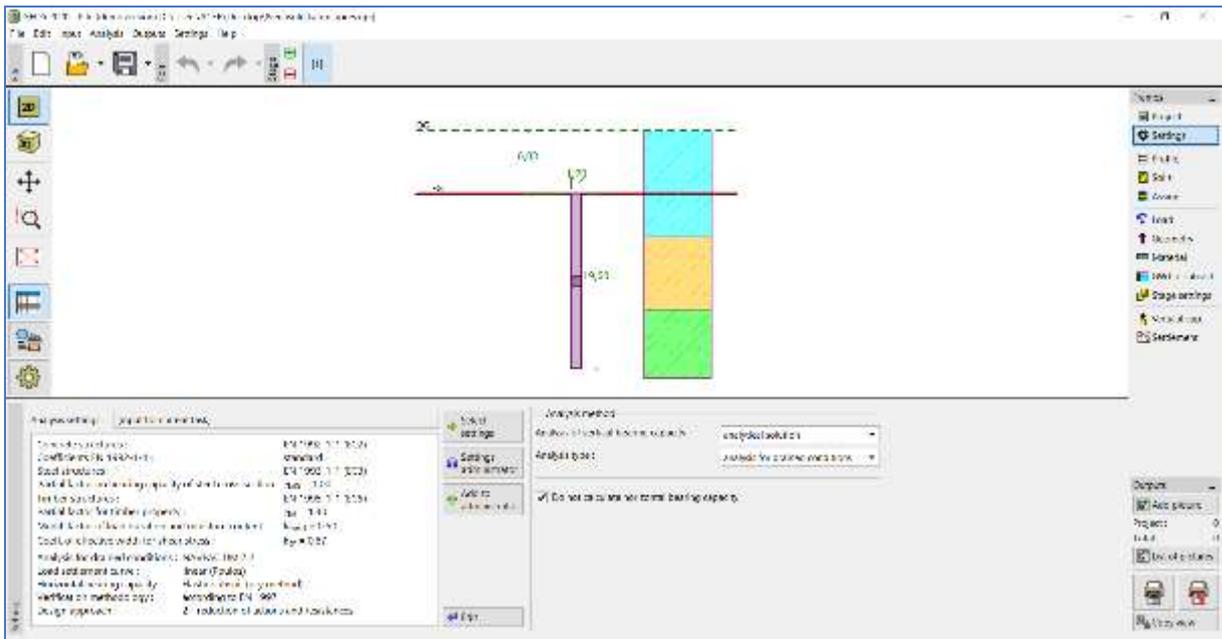
Fenêtre de dialogue « Liste des paramètres de calcul »

Pour l'évaluation initiale du pieu, nous utiliserons la méthode « NAVFAC DM 7.2 », qui celle par défaut pour ce paramètre d'analyse (voir la figure ci-dessous).

Nous n'analyserons pas la capacité portante horizontale dans cette étude, nous vérifions que l'option « Ne pas considérer la capacité portante horizontale » est bien cochée.



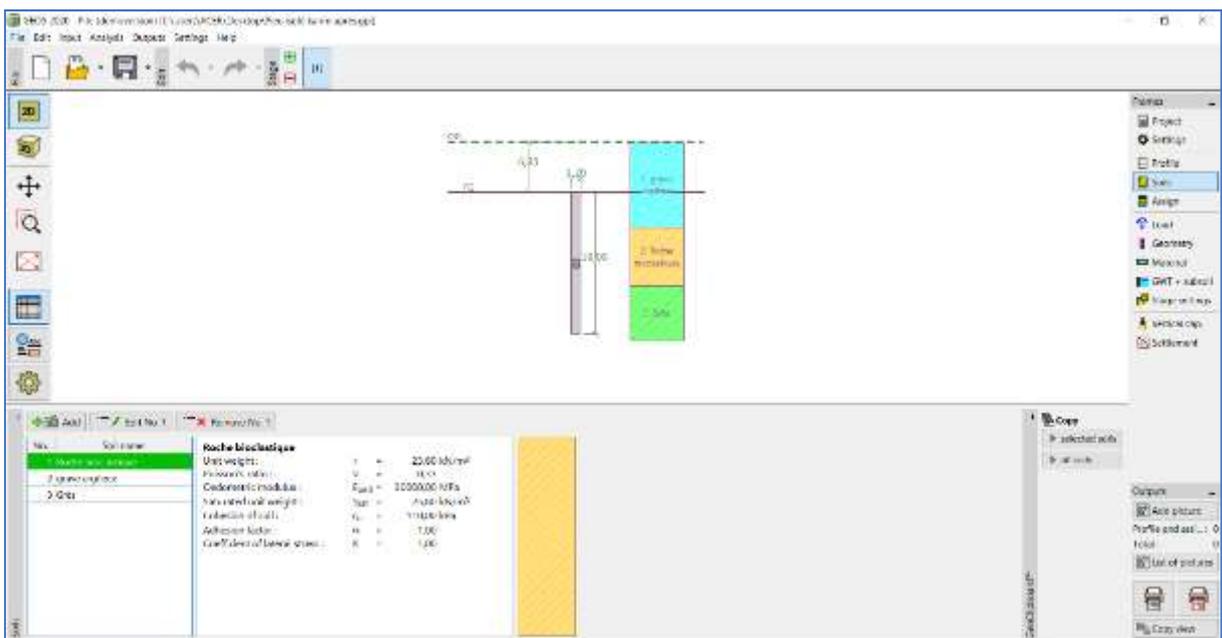
Cadre « Paramètres »



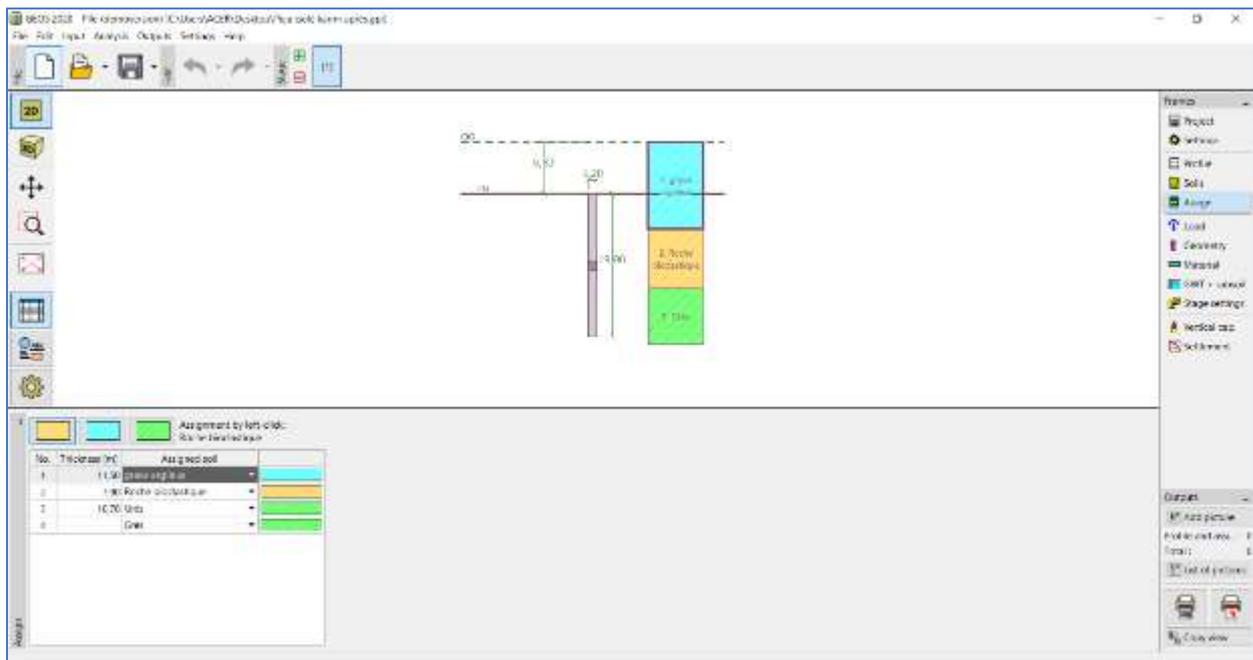
Ensuite, dans le cadre « Sols », nous définissons les paramètres des sols nécessaires à l'analyse et les affectons au profil dans le cadre « Assignment ». La méthode NAVFAC DM 7.2 impose que le type de sols soit défini en premier, c'est-à-dire s'il s'agit d'une couche de sol cohérent ou pulvérulent.

Tous les paramètres énumérés ci-dessous influencent la valeur de la résistance au frottement latéral (capacité portante du fut de pieu) R_s (kN).

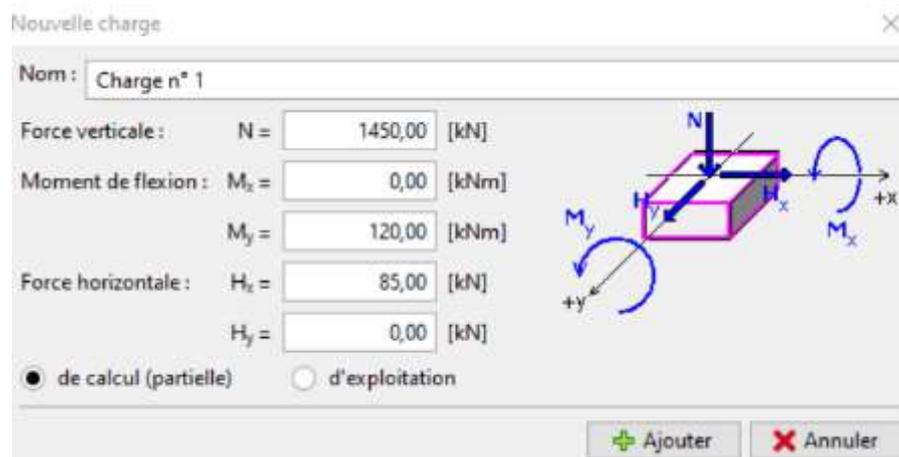
Pour la première couche, qui est considérée comme un sol cohérent non drainé (classe F4, consistance ferme), il faut en outre préciser la cohésion totale du sol (résistance au cisaillement non drainé) c_u (kPa) et le coefficient dit d'adhérence α (-). Ce facteur est déterminé par rapport à la consistance du sol, le matériau du pieu et la cohésion totale du sol



Ensuite, affectez les sols au profil dans le cadre « assignation »



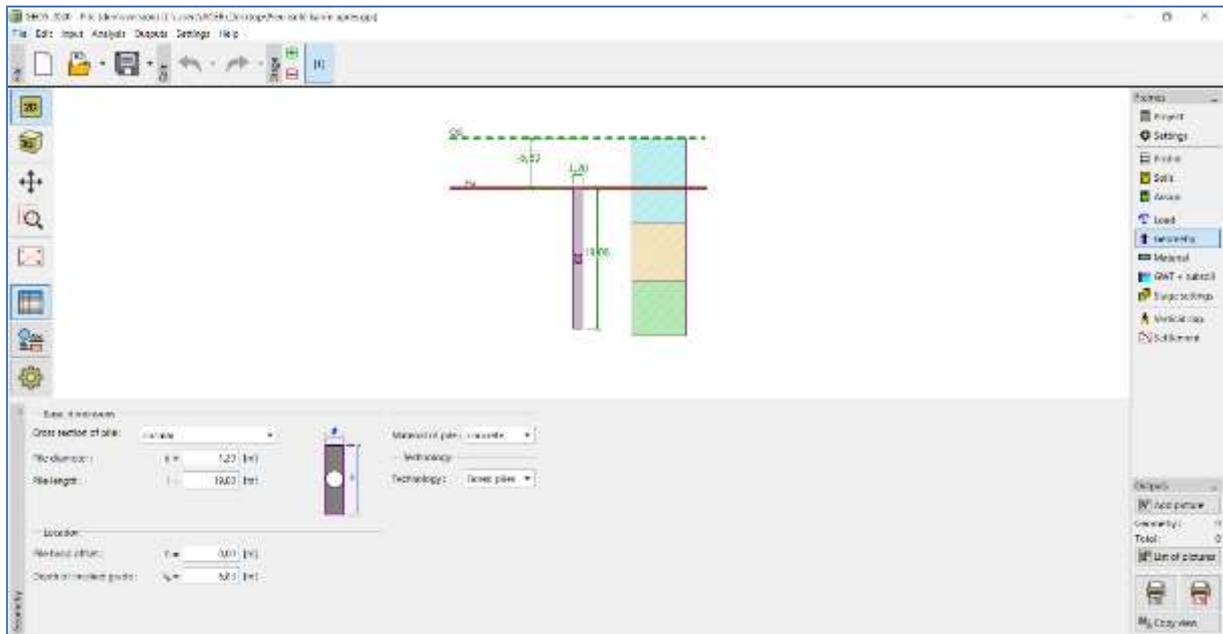
Ensuite nous définissons la charge agissant sur le pieu dans le cadre « charge ». La charge de calcul est prise en compte dans le calcul de la capacité portante verticale du pieu, tandis que la charge d'exploitation est prise en compte dans le calcul du tassement, par conséquent, nous ajoutons une nouvelle charge de calcul comme indiqué dans la figure ci-dessous.



Fenêtre de dialogue « nouvelle charge »

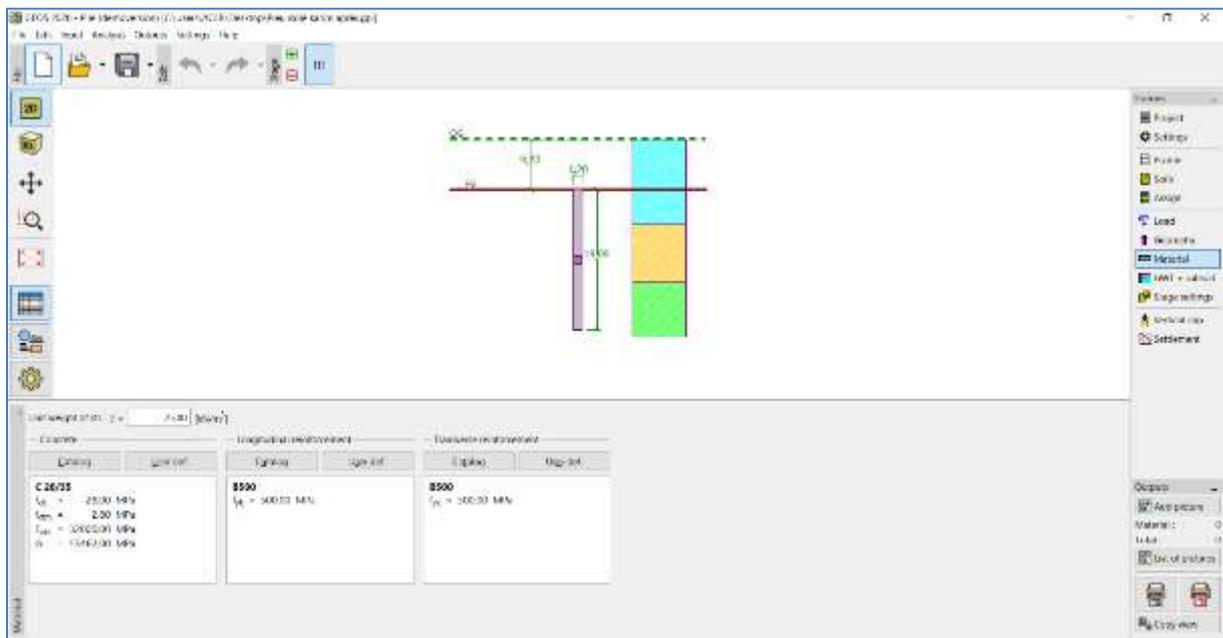
Dans le cadre « Géométrie » nous définissons :

- Le type de section du pieu : circulaire
- Les dimensions : son diamètre et sa largeur
- Son type de technologie d'installation.



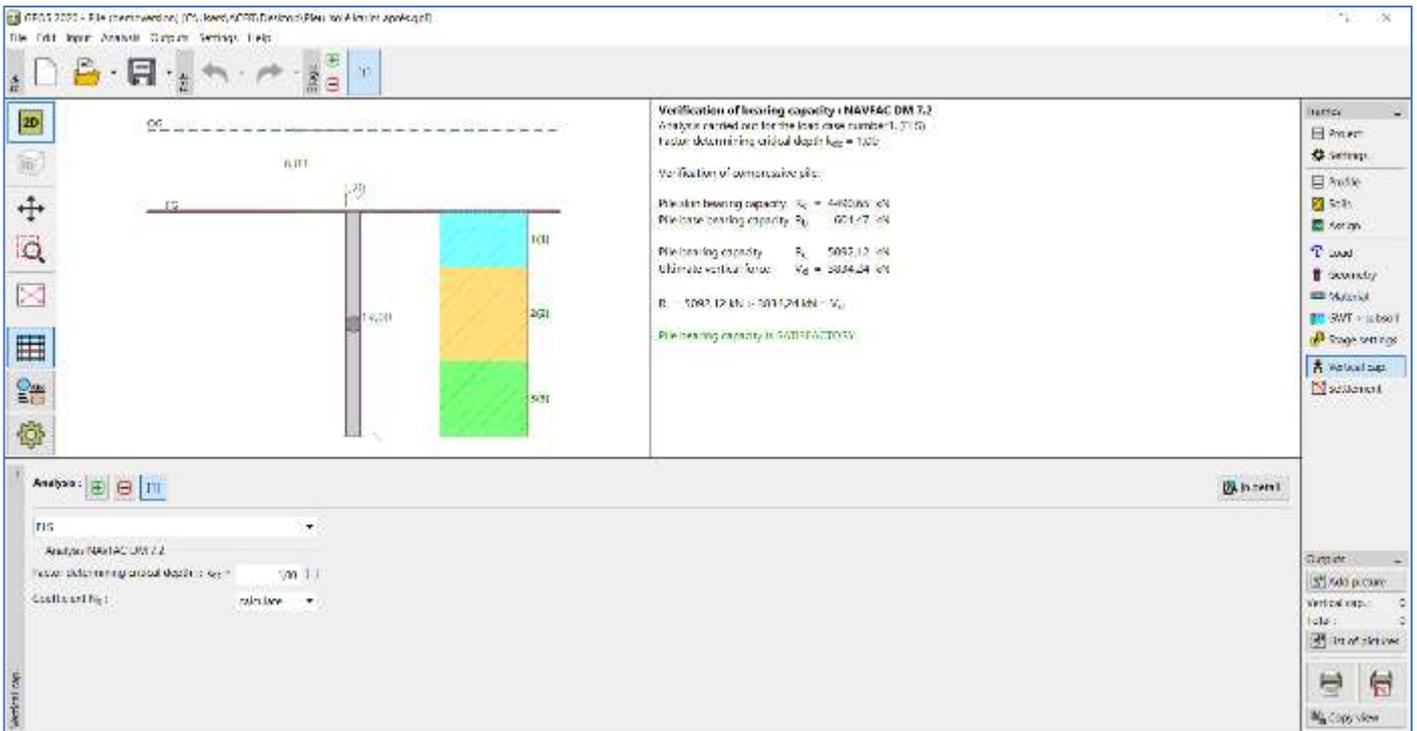
Cadre « Géométrie »

Dans le cadre de « Matériau », nous spécifions les caractéristiques du matériau du pieu et le poids volumique de la structure $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.



Analyse de la capacité portante verticale d'un pieu unique

La capacité portante verticale de calcul d'un pieu chargé en son centre R_c (KN) est égale à la somme de la résistance au frottement latéral R_s et de la résistance de la pointe du du pieu R_b . Pour que le critère d'évaluation soit satisfait, la valeur de la capacité portante verticale de calcul doit être supérieure à la valeur de la charge nominale V_d (KN) agissant sur la tête de pieu.



Résultats du calcul

Annexe C-1 :

Note de calcul de la capacité portante pour pieu isolé selon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Avant incident

Pile vérification

Input data

Project

Task : Pieu isolé
Part : P13 V2.3
Description : Ghazaouet
Author : SELKA + RAHOUI
Date : 23/06/2022

Pile

Analysis for drained conditions : NAVFAC DM 7.2
Loadsettlementcurve : linear (Poulos)
Horizontal bearingcapacity : Elastic subsoil (p-y method)
Verificationmethodology : according to EN 1997
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on shaft resistance :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Partial factor on base resistance :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Partial factor on resistance in tension :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

Basic soilparameters

No.	Name	Pattern	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Roche Bioclastique		23,60	0,35
2	Grave argileuse		18,10	0,25
3	Grès		21,90	0,33

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

No.	Name	Pattern	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Roche Bioclastique		30000,00	-	25,80	-	-
2	Grave argileuse		155,00	-	21,00	-	-
3	Grès		155,00	-	21,90	-	-

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	Roche Bioclastique		-	-	-	110,00	1,00
2	grave argileuse		-	-	-	5,00	1,00
3	Grès		-	-	-	65,00	1,00

Soilparameters

Roche Bioclastique

Unit weight :	γ	=	23,60 kN/m ³
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Oedometricmodulus :	E_{oed}	=	30000,00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	25,80 kN/m ³
Cohesion of soil :	c_u	=	110,00 kPa
Adhesion factor :	α	=	1,00
Coefficient of lateral stress :	K	=	1,00

grave argileuse

Unit weight :	γ	=	18,10 kN/m ³
Poisson's ratio :	ν	=	0,25
Oedometricmodulus :	E_{oed}	=	155,00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³
Cohesion of soil :	c_u	=	5,00 kPa
Adhesion factor :	α	=	1,00
Coefficient of lateral stress :	K	=	1,00

Grès

Unit weight :	γ	=	21,90 kN/m ³
---------------	----------	---	-------------------------

Poisson's ratio : $\nu = 0,33$
Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 155,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21,90 \text{ kN/m}^3$
Cohesion of soil : $c_u = 65,00 \text{ kPa}$
Adhesion factor : $\alpha = 1,00$
Coefficient of lateral stress : $K = 1,00$

Geometry

Pile profile: circular

Dimensions

Diameter $d = 1,20 \text{ m}$

Length $l = 19,00 \text{ m}$

Calculated cross-sectional characteristics

Area $A = 1,13\text{E}+00 \text{ m}^2$

Moment of inertia $I = 1,02\text{E}-01 \text{ m}^4$

Location

Off ground height $h = 0,00 \text{ m}$

Depth of finished grade $h_z = 6,83 \text{ m}$

Technology: Bored piles

Material of structure

Unit weight $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 28/35

Cylinder compressive strength $f_{\text{ck}} = 28,00 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{\text{ctm}} = 2,80 \text{ MPa}$

Elasticity modulus $E_{\text{cm}} = 32000,00 \text{ MPa}$

Shear modulus $G = 13462,00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{\text{yk}} = 500,00 \text{ MPa}$

Transverse steel: B500

Yield strength $f_{\text{yk}} = 500,00 \text{ MPa}$

Geological profile and assigned soils

Position information

Terrain elevation = 8,00 m

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assignedsoil	Pattern
1	15,00	0,00 .. 15,00	8,00 .. -7,00	grave argileuse	
2	5,00	15,00 .. 20,00	-7,00 .. -12,00	Roche Bioclastique	
3	10,00	20,00 .. 30,00	-12,00 .. -22,00	Grès	
4	-	30,00 .. ∞	-22,00 .. -	Grès	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	new	change							
1	Yes		ELS	Service	3109,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Global settings

Analysis of vertical bearing capacity : analytical solution

Analysis type : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification methodology : without reduction of soil parameters

Verification No. 1

Verification of pile bearing capacity according to NAVFAC DM 7.2 - partial results

Pile base bearingcapacity:

The soil under the base is cohesive

Design undrainedshearstrength $c_u = 65,00$ kPa

Area of pile transverse cross-section $A_p = 1,13E+00$ m²

Plie shaftresistance:

Depth [m]	Thickness [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
1,20	1,20	5,00	1,00	-	-	10,86	20,56
1,20	-	-	-	-	-	-	-
8,17	6,97	5,00	1,00	-	-	21,72	119,44
8,17	-	-	-	-	-	-	-

Depth [m]	Thickness [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
13,17	5,00	110,00	1,00	-	-	21,72	1884,96
13,17	-	-	-	-	-	-	-
19,00	5,83	65,00	1,00	-	-	21,72	1298,73

Verification of bearing capacity : NAVFAC DM 7.2

Analysis carried out for the load case number1. (ELS)

Factor determining critical depth $k_{dc} = 1,00$

Verification of compressive pile:

Pile skin bearingcapacity $R_s = 3323,69$ kN

Pile base bearingcapacity $R_b = 601,47$ kN

Pile bearingcapacity $R_c = 3925,16$ kN

Ultimate vertical force $V_d = 3834,24$ kN

$R_c = 3925,16$ kN > $3834,24$ kN = V_d

Pile bearingcapacity is SATISFACTORY

Annexe C-2 :

Note de calcul de la capacité portante pour pieu isolé selon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Après incident de surconsommation de béton

Pile verification

Input data

Project

Task : Pieu isolé après incident
Part : P13 V2.3
Description : Ghazaouet
Author : SELKA + RAHOUI
Date : 23/06/2022

Pile

Analysis for drained conditions : NAVFAC DM 7.2
Loadsettlementcurve : linear (Poulos)
Horizontal bearingcapacity : Elastic subsoil (p-y method)
Verificationmethodology : according to EN 1997
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on shaft resistance :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Partial factor on base resistance :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Partial factor on resistance in tension :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

Basic soilparameters

No.	Name	Pattern	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Roche bioclastique		23,60	0,33
2	grave argileuse		18,10	0,25
3	Grès		21,90	0,33

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

No.	Name	Pattern	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Roche bioclastique		30000,00	-	25,80	-	-
2	grave argileuse		3000,00	-	21,00	-	-
3	Grès		70000,00	-	21,90	-	-

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	Roche bioclastique		-	-	-	110,00	1,00
2	grave argileuse		-	-	-	5,00	1,00
3	Grès		-	-	-	65,00	1,00

Soilparameters

Roche bioclastique

Unit weight :	γ	=	23,60 kN/m ³
Poisson's ratio :	ν	=	0,33
Oedometricmodulus :	E_{oed}	=	30000,00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	25,80 kN/m ³
Cohesion of soil :	c_u	=	110,00 kPa
Adhesion factor :	α	=	1,00
Coefficient of lateral stress :	K	=	1,00

grave argileuse

Unit weight :	γ	=	18,10 kN/m ³
Poisson's ratio :	ν	=	0,25
Oedometricmodulus :	E_{oed}	=	3000,00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³
Cohesion of soil :	c_u	=	5,00 kPa
Adhesion factor :	α	=	1,00
Coefficient of lateral stress :	K	=	1,00

Grès

Unit weight :	γ	=	21,90 kN/m ³
---------------	----------	---	-------------------------

Poisson's ratio :	ν	=	0,33
Oedometric modulus :	E_{oed}	=	70000,00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21,90 kN/m ³
Cohesion of soil :	c_u	=	65,00 kPa
Adhesion factor :	α	=	1,00
Coefficient of lateral stress :	K	=	1,00

Geometry

Pile profile: circular

Dimensions

Diameter $d = 1,20$ m

Length $l = 19,00$ m

Calculated cross-sectional characteristics

Area $A = 1,13E+00$ m²

Moment of inertia $I = 1,02E-01$ m⁴

Location

Off ground height $h = 0,00$ m

Depth of finished grade $h_z = 6,83$ m

Technology: Bored piles

Material of structure

Unit weight $\gamma = 25,00$ kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 28/35

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 28,00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2,80$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 32000,00$ MPa

Shear modulus $G = 13462,00$ MPa

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00$ MPa

Transverse steel: B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geological profile and assigned soils

Position information

Terrain elevation = 8,00 m

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assignedsoil	Pattern
1	11,50	0,00 .. 11,50	8,00 .. -3,50	grave argileuse	
2	7,90	11,50 .. 19,40	-3,50 .. -11,40	Roche bioclastique	
3	10,70	19,40 .. 30,10	-11,40 .. -22,10	Grès	
4	-	30,10 .. ∞	-22,10 .. -	Grès	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	new	change							
1	Yes		ELS	Service	3109,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Global settings

Analysis of vertical bearing capacity : analytical solution

Analysis type : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification methodology : without reduction of soil parameters

Verification No. 1

Verification of pile bearing capacity according to NAVFAC DM 7.2 - partial results

Pile base bearingcapacity:

The soil under the base is cohesive

Design undrainedshearstrength $c_u = 65,00$ kPa

Area of pile transverse cross-section $A_p = 1,13E+00$ m²

Pile shaftresistance:

Depth [m]	Thickness [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
1,20	1,20	5,00	1,00	-	-	10,86	20,56
1,20	-	-	-	-	-	-	-
4,67	3,47	5,00	1,00	-	-	21,72	59,46
4,67	-	-	-	-	-	-	-

Depth [m]	Thickness [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
12,57	7,90	110,00	1,00	-	-	21,72	2978,23
12,57	-	-	-	-	-	-	-
19,00	6,43	65,00	1,00	-	-	21,72	1432,39

Verification of bearing capacity : NAVFAC DM 7.2

Analysis carried out for the load case number1. (ELS)

Factor determining critical depth $k_{dc} = 1,00$

Verification of compressive pile:

Pile skin bearingcapacity $R_s = 4490,65$ kN

Pile base bearingcapacity $R_b = 601,47$ kN

Pile bearingcapacity $R_c = 5092,12$ kN

Ultimate vertical force $V_d = 3834,24$ kN

$R_c = 5092,12$ kN > $3834,24$ kN = V_d

Pile bearingcapacity is SATISFACTORY

Annexe C-3 :

Note de calcul de la capacité portante pour le groupe de pieux isolé selon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Avant incident de surconsommation de béton

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Pile P13
Part : Viaduc V2.3
Description : Calcul de capacité portante pour groupe de pieux avant incident
Author : selka+rahoui
Date : 23/06/2022

Pile Group

Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on shaft resistance :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Partial factor on base resistance :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	

Soil parameters

grave argileuse

Unit weight : $\gamma = 18,10 \text{ kN/m}^3$
Cohesion of soil : $c_u = 5,00 \text{ kPa}$
Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 3000,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 25,80 \text{ kN/m}^3$

roche bioclastique

Unit weight : $\gamma = 23,60 \text{ kN/m}^3$
Cohesion of soil : $c_u = 110,00 \text{ kPa}$
Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 30000,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 25,80 \text{ kN/m}^3$

Grés

Unit weight : $\gamma = 21,90 \text{ kN/m}^3$

Cohesion of soil : $c_u = 65,00 \text{ kPa}$

Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 70000,00 \text{ MPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 25,80 \text{ kN/m}^3$

Construction

Pile diameter $d = 1,20 \text{ m}$

Cap overlap $o = 0,60 \text{ m}$

Coordinates of piles

No.	x [m]	y [m]
1	3,60	0,00
2	0,00	0,00
3	-3,60	0,00
4	1,80	-3,15
5	-1,80	-3,15
6	5,40	-3,15
7	-5,40	-3,15
8	1,80	3,15
9	-1,80	3,15
10	-5,40	3,15
11	5,40	3,15

Geometry

Depth from ground surface $h_z = 6,83 \text{ m}$

Pile head offset $h = 1,00 \text{ m}$

Thickness of pile cap $t = 2,00 \text{ m}$

Length of piles $l = 19,00 \text{ m}$

Material of structure

Unit weight $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 28/35

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 28,00 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{ctm} = 2,80 \text{ MPa}$

Elasticity modulus $E_{cm} = 32000,00 \text{ MPa}$

Shear modulus $G = 13462,00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500Yieldstrength $f_{yk} = 500,00$ MPa**Transverse steel: B500**Yieldstrength $f_{yk} = 500,00$ MPa**Geological profile and assignedsoils****Position information**

Terrain elevation = 5,00 m

Geological profile and assignedsoils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assignedsoil	Pattern
1	15,00	0,00 .. 15,00	5,00 .. -10,00	grave argileuse	
2	5,00	15,00 .. 20,00	-10,00 .. -15,00	roche bioclastique	
3	10,00	20,00 .. 30,00	-15,00 .. -25,00	Grés	
4	-	30,00 ..∞	-25,00 .. -	Grés	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_z [kNm]
	new	change								
1	Yes		ELU	Design	38545,40	10842,70	13710,90	238,90	0,00	0,00
2	Yes		ELS	Design	28588,90	7947,30	10156,20	175,10	0,00	0,00

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesivesoil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1 (Stage of construction 1)**Analysis of bearing capacity - input data**

Analysis carried out for the load case No. 2. (ELS)

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} =$	37,82 kPa
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} =$	65,00 kPa
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} =$	7,29
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g =$	86846,25 kN
Maximum vertical force	$V_d =$	44318,20 kN

$$R_g = 86846,25 \text{ kN} > 44318,20 \text{ kN} = V_d$$

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

ANNEXE C-4 :

Note de calcul de la capacité portante pour le groupe de pieux isolé selon le code de calcul GEO 5 (V2020) : Après incident de surconsommation de béton

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Pile P13
Part : Viaduc V2.3
Description : Calcul de capacité portante pour groupe de pieux après incident
Author : selka+rahoui
Date : 23/06/2022

Pile Group

Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on shaft resistance :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Partial factor on base resistance :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	

Soil parameters

grave argileuse

Unit weight : $\gamma = 18,10 \text{ kN/m}^3$
Cohesion of soil : $c_u = 5,00 \text{ kPa}$
Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 3000,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 25,80 \text{ kN/m}^3$

roche bioclastique

Unit weight : $\gamma = 23,60 \text{ kN/m}^3$
Cohesion of soil : $c_u = 110,00 \text{ kPa}$
Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 30000,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 25,80 \text{ kN/m}^3$

Grés

Unit weight : $\gamma = 21,90 \text{ kN/m}^3$

Cohesion of soil : $c_u = 65,00 \text{ kPa}$

Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 70000,00 \text{ MPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 25,80 \text{ kN/m}^3$

Construction

Pile diameter $d = 1,20 \text{ m}$

Cap overlap $o = 0,60 \text{ m}$

Coordinates of piles

No.	x [m]	y [m]
1	3,60	0,00
2	0,00	0,00
3	-3,60	0,00
4	1,80	-3,15
5	-1,80	-3,15
6	5,40	-3,15
7	-5,40	-3,15
8	1,80	3,15
9	-1,80	3,15
10	-5,40	3,15
11	5,40	3,15

Geometry

Depth from ground surface $h_z = 6,83 \text{ m}$

Pile head offset $h = 1,00 \text{ m}$

Thickness of pile cap $t = 2,00 \text{ m}$

Length of piles $l = 19,00 \text{ m}$

Material of structure

Unit weight $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 28/35

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 28,00 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{ctm} = 2,80 \text{ MPa}$

Elasticity modulus $E_{cm} = 32000,00 \text{ MPa}$

Shear modulus $G = 13462,00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500Yieldstrength $f_{yk} = 500,00$ MPa**Transverse steel: B500**Yieldstrength $f_{yk} = 500,00$ MPa**Geological profile and assignedsoils****Position information**

Terrain elevation = 5,00 m

Geological profile and assignedsoils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assignedsoil	Pattern
1	11,50	0,00 .. 11,50	5,00 .. -6,50	grave argileuse	
2	7,90	11,50 .. 19,40	-6,50 .. -14,40	roche bioclastique	
3	10,70	19,40 .. 30,10	-14,40 .. -25,10	Grés	
4	-	30,10 ..∞	-25,10 .. -	Grés	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_z [kNm]
	new	change								
1	Yes		ELU	Design	38545,40	10842,70	13710,90	238,90	0,00	0,00
2	Yes		ELS	Design	28588,90	7947,30	10156,20	175,10	0,00	0,00

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesivesoil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1 (Stage of construction 1)**Analysis of bearing capacity - input data**

Analysis carried out for the load case No. 2. (ELS)

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Average undrained shear strength along the piles $c_{us} = 51,53$ kPa
 Undrained shear strength at base of pile group $c_{ub} = 65,00$ kPa
 Cohesion group bearing capacity factor $N_{cg} = 7,29$
 Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 100403,79$ kN
 Maximum vertical force $V_d = 44318,20$ kN

$$R_g = 100403,79 \text{ kN} > 44318,20 \text{ kN} = V_d$$

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

Input data (Stage of construction 2)

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_z [kNm]
	new	change								
1	No	No	ELU	Design	38545,40	10842,70	13710,90	238,90	0,00	0,00
2	No	No	ELS	Design	28588,90	7947,30	10156,20	175,10	0,00	0,00

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1 (Stage of construction 2)

Analysis of bearing capacity - input data

Analysis carried out with an automatic selection of the most unfavorable load cases.

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Average undrained shear strength along the piles $c_{us} = 51,53$ kPa
 Undrained shear strength at base of pile group $c_{ub} = 65,00$ kPa
 Cohesion group bearing capacity factor $N_{cg} = 7,29$
 Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 100403,79$ kN
 Maximum vertical force $V_d = 54274,70$ kN

$$R_g = 100403,79 \text{ kN} > 54274,70 \text{ kN} = V_d$$

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

ANNEXE D :

**Photos de réalisation des pieux au projet de la pénétrante de Ghazaouet
(Appui P13 droit Viaduc V2.3)**



Photo D.1 : Travaux de forage des pieux



Photo D.2 : Cage d'armatures des pieux



Photo D.3 : Travaux de repçage des pieux



Photo D.4 : Bétonnage des pieux



Photo D.5 : Bétonnage des semelles