

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil
Mémoire présenté pour l'obtention du
DIPLOME DE MASTER EN Travaux Public
Option-Voies Et Ouvrages d'Art
Intitulé

**PRE-DIMENSIONNEMENT ET MODELISATION
DES FONDATIONS PROFONDES D'UN OUVRAGE
D'ART**

APPLICATION AU VIADUC V4.0 DE LA PENETRANTE
AUTOROUTIERE A GHAZAOUET-TLEMCEN

Présenté par

M.BENCHIDA Abdellatif et M. BEKHTI Nasrallah

Soutenu en septembre 2022 devant le jury composé de

GHOMARI Fouad	Professeur	Université de Tlemcen	Président
ABOU-BEKR Nabil	Professeur	Université de Tlemcen	Examineur
KHELIFI Zakia	M. Conférence	Université de Tlemcen	Encadrante
BENACHENHOU Kamila A. Ep. HAKIKI	M. Conférence	Université de Tlemcen	Encadrante

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant de nous avoir illuminé la route et ouvert ses portes de savoir, de clémence et d'aide et de nous avoir accordé la volonté et le courage d'élaborer ce travail jusqu'à sa fin.

A mes enseignants, du primaire à l'université, je vous remercie pour votre patience et votre encouragement.

A nos deux encadrantes: Dr BENACHENHOU Kamila Amel Ep HAKIKI et Dr KHELIFI Zakia

Nous vous exprimons nos vifs remerciements pour votre participation la réalisation de notre travail, ainsi que pour vos conseils judicieux et vos critiques constructives qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

A notre Président de jury : le Professeur M. GHOMARI Fouad

Nous sommes très honorés de vous avoir comme Président de jury. Vos compétences professionnelles incontestables, vous valent le respect de tous.

Au membre du jury : le Professeur M. ABOUBEKR Nabil

Nous vous remercions d'avoir accepté aimablement de juger ce mémoire et de l'enrichir par vos propositions et remarques, soyez assuré de notre estime et de notre admiration.

A toute l'équipe de l'entreprise EGIS et spécialement au Chef de mission du Bureau de contrôle et de suivi M. Kaci KRIM

Nous sommes reconnaissants de nous avoir accueillis au sein de votre entreprise tout en nous laissant une grande liberté de manœuvre quant au déroulement et à l'organisation de notre propre démarche scientifique.

Un remerciement particulier à M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim Ingénieur en Ouvrages d'art du bureau de contrôle et de suivi EGIS International

Nous vous sommes infiniment reconnaissants pour avoir participé à bon cœur pour la réalisation de notre travail, pour votre rigueur scientifique, votre disponibilité, votre soutien moral, ainsi que pour vos qualités humaines qui nous ont été d'une aide inestimable.

Un grand merci à vous pour la convivialité et la bonne humeur dont ne vous êtes jamais départis.

A toute l'équipe du LTPO et spécialement à l'ingénieur Amri HADJADJI

Nous vous remercions pour votre professionnalisme, votre sérieux et votre aide précieuse.

A toute l'équipe du Maître d'ouvrage et spécialement au Chef de projet M. CHAFAI Nouredine et aux ingénieurs BOUZIANE Messaoud et SEKAK Mustapha

Nous vous remercions pour votre professionnalisme, votre aide et d'avoir partagé avec nous vos connaissances qui ont contribué à alimenter notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

A mes chers parents qui tiennent une place immense dans mon cœur, ce modeste travail est le fruit de vos sacrifices inestimables, votre dévouement, vos conseils et la confiance que vous m'avez accordé tout au long de mon cursus. Aucun mot ne saurait exprimer l'amour, la reconnaissance, le respect que je vous porte. J'implore le tout-puissant pour qu'il vous garde une bonne santé et vous procure une vie longue et heureuse.

A ma chère sœur et mon cher frère, Merci d'être toujours à mes côtés, me soutenir moralement, merci d'être une source de joie et de bonheur, j'ai partagé avec vous tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail, vous m'avez chaleureusement encouragé et supporté tout au long de mon parcours, que dieu vous accorde succès, santé et pleins de bonheur.

A toute ma famille, Je vous dédie ce travail en témoignage de ma profonde affection et de mon attachement indéfectible. Je prie dieu le tout puissant pour vous combler de santé et de bonheur.

*A mon binôme **BENCHIDA Abdellatif**, Ce fut un réel plaisir de travailler avec vous, je vous souhaite une bonne continuation et plein de succès dans votre parcours professionnel.*

*A mon cher ingénieur **M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim**, grâce à vous j'ai eu l'occasion d'acquérir de nouvelles compétences et d'améliorer mon expérience sur le terrain. Vous m'avez motivé à persévérer dans ce métier pour lequel vous m'avez donné le plus grand respect. Je vous serai toujours reconnaissant.*

Enfin je dédie ce travail à mes collègues, ce fut un réel plaisir de partager avec vous toutes ces belles années. Je vous souhaite une bonne continuation et de la réussite dans vos parcours professionnels.

Nasrallah...

Dédicace

Je dédie ce modeste travail...

*A mon père **Ahmed Mourad***

*A ma mère **Fatima Zohra***

Je leur dois ces longues années d'études. Que ce modeste travail soit un hommage aux sacrifices qu'ils se sont imposés et le témoignage de mon affection et de ma reconnaissance.

*A mes **grands-parents maternels***

A qui j'ai beaucoup d'affections et de reconnaissance.

Ils nous ont appris la valeur de la vie, travail avec rigueur, l'amabilité et le bien pour autrui.

*À ma défunte **grand'mère paternelle MIMA***

Que Dieu ait son âme et l'accueille dans son vaste paradis.

*A mes **sœurs Wahiba et Imene** à qui je souhaite réussite et un avenir prospère **INCHA'ALLAH***

A toute ma famille.

*A mon binôme **BEKHTI Nasrallah**.*

A tous mes amis.

A tous ceux qui me sont chers.

En témoignage de ma grande affection.

*A **M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim** ingénieur de l'entreprise*

***EGIS** qui nous a toujours accueilli avec une grande affabilité et accordé plus d'une fois sa confiance.*

Nous le remercions infiniment.

Abdellatif...

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire concerne le pré-dimensionnement et la modélisation des fondations profondes d'un ouvrage d'art. Il est entamé par une synthèse bibliographique sur les méthodes de calcul numérique et analytique des fondations profondes. L'application s'est faite sur le viaduc v4.0 de la pénétrante autoroutière à Ghazaouet-Tlemcen. Nous avons calculé la capacité portante d'un pieu isolé et un groupe de pieux sous un chargement axial et vérifier le tassement en utilisant les méthodes analytiques, deux logiciels GEOFOND 1.22 et GEO5 V2020 et la méthode numérique avec le logiciel PLAXIS 2D. Les résultats obtenus ont montré que les calculs se rejoignent mais qu'une approche par éléments finis permet de visualiser les déplacements, les déformations ainsi que les contraintes en les comparant ensuite avec ceux trouvés par le BET et de ce fait appréhender le comportement de la fondation profonde.

Mots clés : Pieux, capacité portante, tassement, éléments finis, GEOFOND, PLAXIS2D, GEO5.

Abstract

The work presented in this thesis concerns the pre-dimensioning and modeling of deep foundations for a structure. It begins with a bibliographical synthesis of the numerical and analytical calculation methods for deep foundations. The application was made on the viaduct v4.0 of the motorway penetration at Ghazaouet-Tlemcen. We calculated the bearing capacity of an isolated pile and a group of piles under axial loading and checked the settlement using the analytical methods, two software programs GEOFOND 1.22 and GEO5 V2020 and the numerical method with the PLAXIS 2D software. The results obtained showed that the calculations are similar but that a finite element approach allows the displacements, deformations and stresses to be visualized and then compared with those found by the BET and thus to understand the behavior of the deep foundation.

Key words: Piles, bearing capacity, settlement, finite elements, GEOFOND, PLAXIS2D, GEO5.

ملخص

يتعلق العمل المقدم في هذه الأطروحة بالتشديد المسبق ونمذجة الأسس العميقة لعمل فني. يبدأ بتوليف بليوغرافي حول طرق الحساب العددي والتحليلي للأسس العميقة. تم تقديم الطلب على جسر **v4.0** للطريق السريع المخترق في الغزوات - تلمسان. حسبنا قدرة تحمل كومة معزولة ومجموعة من الركائز تحت التحميل المحوري وفحصنا التسوية باستخدام طرق تحليلية وبرامجين برمجيين **GEOFOND 1.22** و **GEO5 V2020** والطريقة العددية باستخدام برنامج **PLAXIS 2D**. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن الحسابات تتقارب ولكن نهج العناصر المحدودة يجعل من الممكن تصور عمليات الإزاحة والتشوهات وكذلك الضغوط من خلال مقارنتها مع تلك التي وجدها **BET** وبالتالي فهم سلوك الأساس.

الكلمات المفتاحية: الركائز ، قدرة التحمل ، الاستقرار ، العناصر المحدودة ، **GEOFOND** ، **PLAXIS2D** ، **GEO5**.

TABLE DES MATIERES

Résumé	vi
Abstract.....	vii
ملخص.....	viii
TABLE DES MATIERES	ix
LISTE DES FIGURES.....	xv
LISTE DES SYMBOLES ACRONYMES ET ABREVIATIONS	xx
LISTE DES SYMBOLES	xx
LISTE DES ACRONYMES ET ABREVIATIONS	xxii
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1.....	2
Méthodes de calcul des fondations profondes.....	2
1. INTRODUCTION	3
2. DEFINITION.....	3
3. TYPOLOGIE DES FONDATIONS PROFONDES	3
4. METHODES DE CALCUL.....	4
4.1 La charge portante des pieux sous charges axiales.....	4
4.1.1 Méthode de calcul analytique	4
4.1.1.1 Méthode statique	4
4.1.1.2 Méthode dynamique.....	4
4.1.1.3 Interprétation des résultats du pénétromètre et pressiomètre	6
4.2 Tassement des pieux isolés.....	9
4.2.1 Méthode élastique de POULOS et DAVIS, 1980	9
4.2.2 Méthode t-z (FRANK et ZHAO, 1982).....	12
4.2.3 Tassement Selon Frank et Zhao (1982).....	12
4.3 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales.....	13
4.4 Tassement d'un groupe de pieux	14
4.4.1 Méthodes de calcul de tassements d'un groupe de pieux.....	14
4.4.1.1 Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable.....	14
4.4.1.2 Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles.....	15
4.4.1.3 Méthode élastique.....	16
4.5 Fondation profonde sous charge latérales	17
4.5.1 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral	17
4.5.2 Pieu isolé sous charges latérales	18
4.5.2.1 Méthodes à la rupture	18
4.5.2.2 Confrontation des méthodes à la rupture.....	18

4.5.2.3	Méthode de Broms	19
4.5.2.4	Méthode basée sur la théorie de Winkler.....	21
4.5.2.5	Modélisation par ressorts élasto-plastiques	22
4.6	Groupe de pieux sous charges latérales	24
4.6.1	Approches d'analyse	25
5.	Conclusion.....	30
CHAPITRE 2.....		31
Présentation du cas d'étude : Viaduc de la pénétrante autoroutière Ghazaouet-Tlemcen V4.0 au PK 4+095		31
1.	INTRODUCTION	32
2.	PRESENTATION DU PROJET AUTOROUTIER (GHAZAOUET/ TLEMCEN).....	32
2.1	Contexte du projet	32
2.2	Organigramme de groupement	33
3.	PRESENTATION DU CAS D'ETUDE.....	33
3.1	Caractéristiques du viaduc V4.0.....	34
3.2	Topographie et géomorphologie.....	34
3.3	Formations lithologiques	35
3.3.1	Caractéristiques de résistance au cisaillement	36
3.3.2	Résultats des essais pressiométriques.....	36
3.3.3	Analyse des propriétés géotechniques des sols.....	36
3.4	Critères de conception de la partie superstructure	37
3.4.1	Normes d'études	37
3.4.2	Répartition des travées.....	37
3.4.3	Composition de la largeur de tablier	37
3.5	Critères de conception de la partie infrastructure.....	38
3.5.1	Présentation de calcul.....	38
3.6	Paramètre de calcul et matériaux de construction	39
3.6.1	Normes et règles de calcul	39
3.6.2	Normes techniques.....	39
3.6.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	40
3.6.3.1	Les chevêtres	40
3.6.3.2	Les piles	41
4.	CONCLUSION.....	41
CHAPITRE 3.....		42
Méthodologie et outils de calcul		42
1.	Introduction	43
2.	Méthodologie.....	43
2.1	La méthode pressiométrique selon DTU 13.2.....	43

2.2	La méthode pressiométrique selon le Fascicule 62-Titre V	46
2.3	La méthode pressiométrique selon la norme NF P 94-262 (Eurocode 7).....	49
2.4	La méthode traditionnelle (C' et φ') selon DTU 12.3.....	56
3.	Outils de calcul de la capacité portante des fondations profondes	59
3.1	Présentation du code de calcul en éléments finis GEO5	59
3.1.1	Introduction.....	59
3.1.2	Solutions pour la plupart des problèmes géotechniques	59
3.1.3	Liste des solutions en utilisant des programmes de la suite GEO5	59
3.1.3.1	Fondations profondes	59
3.1.4	Combinaison des méthodes analytiques et de la MEF	60
3.2	Présentation du code de calcul GEOFOND1.22.....	60
3.2.1	Introduction.....	60
3.2.2	Préparation des données	62
3.2.2.1	L'interface de saisie.....	62
3.2.2.2	Saisie de cartouche	63
3.2.2.3	Les sondages.....	64
3.2.2.4	Saisie de la fondation profonde.....	65
3.2.2.5	Saisie du groupe de pieux.....	67
3.2.2.6	Visualisation des résultats	69
3.2.2.7	L'organisation de logiciel.....	69
3.3	Présentation du code de calcul PLAXIS2D V2020.....	69
3.3.1	Introduction.....	69
3.3.2	Bref aperçu des caractéristiques	70
3.3.2.1	Entrée graphique des modèles géométriques.....	71
3.3.2.2	Approches de conception.....	72
3.3.2.3	Trous de sonde	72
3.3.2.4	Génération automatique de maillage	76
3.3.2.5	Effectuer des calculs.....	77
3.3.2.6	Tracés des contraintes	79
4.	Conclusion.....	79
	CHAPITRE 4.....	80
	Calcul des fondations profondes du cas d'étude Viaduc V4.0 (PK4+095).....	80
1.	Introduction	81
2.	Hypothèses.....	81
	Partie 1. Calcul analytique.....	83
1.	Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique	83
1.1	Selon DTU 13.2 (AFNOR, 1990)	83
1.2	Selon le Fascicule 62-Titre V (AFNOR, 1990).....	84

1.3	Selon NF P 94-262 (Eurocode 7) (AFNOR, 1990)	85
1.3.1	Capacité portante ultime déduite des essais in-situ.....	85
1.3.2	Capacité portante ultime d'après les résultats des essais exécutés sur le sol	87
2.	Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode traditionnelle (C' et φ')	89
3.	Calcul de la capacité portante d'un groupe de pieux à partir des résultats de l'essai pressiométrique.....	91
3.1	Selon DTU 13.2	91
3.2	Selon NF P 94-262.....	91
4.	Calcul de la capacité portante d'un groupe de pieux à partir des résultats de la méthode traditionnelle.....	92
5.	Tassement d'un pieu isolé partir des résultats de l'essai pressiométrique selon Frank et Zhao	92
5.1	Selon DTU 13.2	92
5.2	Selon fascicule -62 Titre V	92
5.3	Selon NF P94-262	93
6.	Application du code de calcul GEOFOND1.22	93
6.1	Choix du module.....	93
6.2	Pieu isolé.....	94
6.2.1	Sol	94
6.2.1.1	Sondage selon NF P 94-262	94
6.2.1.2	Sondage selon DTU 13.2.....	95
6.2.1.3	Sondage selon le Fascicule-62titre V.....	95
6.2.1.4	Sondage de la méthode traditionnel selon DTU 13.2	95
6.2.2	Fondation	96
6.2.2.1	Type d'éléments de fondation.....	96
6.2.2.2	Géométrie.....	96
6.2.2.3	Frottement négative	96
6.2.2.4	Caractéristiques du béton	97
6.2.3	Charge sur pieu.....	97
6.2.4	Résultats.....	97
6.3	Groupe de pieux.....	98
6.3.1	Sol	98
6.3.1.1	Sondage selon NF P92-262	98
6.3.1.2	Sondage selon Fascicule-62 Titre V	99
6.3.2	Configuration des fondations	99
6.3.3	Chargement.....	100
6.3.4	Résultats.....	100
7.	Application du code de calcule GEO5	100
7.1	Pieu isolé.....	100

7.1.1	Géométrie	100
7.1.2	Démarche de calcul.....	100
7.1.3	Définition du modèle	100
7.1.3.1	Paramètres	100
7.1.3.2	Profile.....	101
7.1.3.3	Sols	101
7.1.3.4	Assignation	101
7.1.3.5	Chargement	101
7.1.3.6	Géométrie.....	102
7.1.3.7	Matériel.....	102
7.1.3.8	Résultats	103
7.2	Groupe de pieux	103
7.2.1	Géométrie	103
7.2.2	Démarche de calcul.....	104
7.2.3	Définition de modèle	104
7.2.3.1	Chargement	104
7.2.3.2	Résultats	105
Partie 2. Application numérique.....		105
1.	Application PLAXIS 2D V2020.....	105
1.1	Pieu isolé model béton armé	105
1.1.1	Définition géométrique du modèle	105
1.1.2	Critère de Mohr-Coulomb.....	106
1.1.3	Linéaire élastique.....	107
1.1.4	Maillage.....	107
1.1.5	Les conditions aux limites	108
1.1.6	Conditions initiales.....	108
1.1.7	Résultats.....	110
1.2	Pieu isolé model élément poutre	111
1.3	Groupe de pieux	114
1.3.1	Définition géométrique du modèle	114
1.3.2	Le maillage.....	114
1.3.3	Condition aux limites	114
1.3.4	Résultats.....	115
3.	Conclusion.....	116
Discussions des résultats		117
1.	Discussions des résultats de la capacité portante d'un pieu isolé	117
1.1	Confrontation des résultats issus du code de calcul GEOFOND 1.22 avec les résultats de référence (BET)	117

1.2	Comparaison des résultats GEOFOND 1.22 avec les résultats calculés manuellement	119
1.3	Résultats analytiques des deux codes de calcul.....	120
1.4	Interprétation des résultats numériques du code de calcul PLAXIS 2D V2020.....	120
2.	Discussion des résultats de la capacité du groupe de pieux.....	121
3.	Discussion de tassement de pieu isolé	122
	Conclusion générale	123
	Listes des références	124
	Annexes	I

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Principales parties d'un pieu	3
Figure 1. 2 : Corrélation entre le module du sol E_s et la cohésion non drainée c_u (POULOS H.G., (1980))	11
Figure 1.3 : Corrélation entre le module du sol E_s et N (SPT)(CHRISTOULAS S., (1987))	11
Figure 1.4 : Corrélations entre le module du sol E_s et la résistance au cône q_c (CPT).....	11
Figure 1.5 : Lois de mobilisation du frottement latéral (t, s) et de l'effort de pointe (q, s_p) à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Ménard (PMT)(FRANK R, .ZHAO S.R., (1982))	12
Figure 1.6 : Lois de mobilisation du frottement latéral (τ_z, W_z)	12
Figure 1. 7 : Lois de mobilisation de l'effort de pointe (q_p, W_p)	13
Figure 1.8 : Zone d'influence pour tassement de groupe de pieux et un pieu isolé Tiré de (Prakash, Shamsher.et Hari D. Sharma., 1990)	14
Figure 1.9 : Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène. Tiré de (Prakash, Shamsher.et Hari D. Sharma., 1990).....	15
Figure 1.10 : Groupe de 4 pieux identiques. Adapté (Frank, 1995)	16
Figure 1.11 : Pression et réaction du sol tiré de (Frank, 1995)	17
Figure 1.12 : Courbe de réaction du sol tiré de (Frank, 1995)	17
Figure 1.13 : Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch- Hansen. Tiré de (Baguelin, F., et J.F. Jézéquel., 1972a.)	18
Figure 1.14 : Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol cohérent. Adapté de (Broms, 1964a)	19
Figure 1.15 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol cohérent. Adapté de (Broms, 1964a)	19
Figure 1.16 : Mécanismes de ruptures pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent Adapté de (Broms, 1964b)	20
Figure 1.17 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent Adapté de (Broms, 1964b)	20
Figure 1.18 : Modèle basé sur la théorie de Winkler	21
Figure 1.19 : Courbe de réaction (P-y). Adapté de (Frank, 1995)	23
Figure 1.20 : Loi de mobilisation de réaction tangentielle. Adapté de (Frank, 1995)	23
Figure 1.21 : Pression sur sol versus pression de fluage	24
Figure 1.22 : Approches de modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe : a) multiplicateur P_m ; b) multiplicateur y_m et c) multiplicateur de module. Adapté de (Fan, 2007)	27
Figure 1.23 : Approche P_m pour modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe. Adapté de (Hannigan, 1998)	28
Figure 1. 24 : Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (i) Adapté de (Salgado, 2008)	29

Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Organigramme de groupement (Point de situation penetrante, 2015)	33
Figure 2.2 : La route nationale RN98 reliant Ghazaouet à Tlemcen	34
Figure 2.3 : Travaux de façonnage du ferrailage d'une poutre précontrainte	34
Figure 2.4 : la géomorphologie de la région	35
Figure 2.5 : Photo de carottes (Rappot GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015)	35
Figure 2.6 : Plan général de type de viaduc	37
Figure 2.7 : Conception de la coupe transversale du tablier pour Viaduc.....	38
Figure 2.8 : L'organigramme du déroulement du calcul de l'infrastructure du pont établi par FHCC BET (Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016).	39

Figure 2.9 : Plan détaillant la géométrie du chevêtre de la pile 7	40
Figure 2.10 : La section de la pile pleine	41
Figure 2.11 : La section de la pile creuse.....	41

Chapitre 3 :

Figure 3. 1 : Valeurs du facteur de portance K	44
Figure 3. 2 : Valeur de q_s selon les courbes A bis, A, B, C, D	45
Figure 3. 3 : Valeur de q_s selon les courbes E et F	46
Figure 3. 4 : Programmes pour la conception des fondations profondes (GEO5, 2020)	60
Figure 3. 5 : Présentation des deux modules de calcul (Geofond, 2014)	61
Figure 3. 6 : L'interface de saisie GEOFOND 1.22 (Geofond, 2014)	62
Figure 3. 7 : Barre de menu	62
Figure 3. 8 : Les différents éléments de la barre de menu (Geofond, 2014)	63
Figure 3. 9 : Tableau de bord.....	63
Figure 3. 10 : fenêtre pour définition de cartouche	64
Figure 3. 11 : définition des valeurs pressiométrique	64
Figure 3. 12 : Fenêtre de la définition de la fondation.....	65
Figure 3. 13 : type d'éléments de fondation proposés.....	65
Figure 3. 14 : fenêtre spécifiant la géométrie de fondation	66
Figure 3. 15 : fenêtre du frottement négative	66
Figure 3. 16 : Caractéristiques du béton	67
Figure 3. 17 : fenêtre charge le pieu	67
Figure 3. 18 : fenêtre groupe de pieux.....	68
Figure 3. 19 : chargement de la semelle	68
Figure 3. 20 : vue 3D d'un groupe de pieux.....	68
Figure 3. 21 : L'organisation de logiciel GEOFOND 1.22	69
Figure 3. 22 : Feuille d'onglet "Projet" de la fenêtre "Propriétés du projet".....	71
Figure 3. 23 : Feuille d'onglet "Projet" de la fenêtre "Propriétés du projet".....	72
Figure 3. 24 : Feuille d'onglets Modèle de la fenêtre Propriétés du projet	72
Figure 3. 25 : Fenêtre de modification des couches de sol.....	73
Figure 3. 26 : Fenêtre des ensembles de matériaux	73
Figure 3. 27 : L'option Créer un déplacement de ligne dans le menu Déplacement prescrit	76
Figure 3. 28 : Déplacement prescrit dans l'explorateur de sélection	76
Figure 3. 29 : La fenêtre des options de maillage	76
Figure 3. 30 : Le maillage généré dans la fenêtre de sortie	77
Figure 3. 31 : Explorateur des phases	78
Figure 3. 32 : Fenêtre de tâche active affichant la progression du calcul	78
Figure 3. 33 : Fenêtre de génération de courbes	79

Chapitre 4 :

Figure 4. 1 : Hauteur de la semelle	82
Figure 4. 2 : Dimensions de la semelle de l'appui P7 gauche	82
Figure 4. 3 : présentation des deux modules de calcul.....	93
Figure 4. 4 : Tableau de bord (Logiciel GEOFOND 1.22).....	94
Figure 4. 5 : Définition des valeurs pressiométriques selon règlement NF P 94-262	94
Figure 4. 6 : Définition des valeurs pressiométriques selon le règlement DTU 13.2	95
Figure 4. 7 : Définition des valeurs pressiométriques selon le Fascicule 62	95
Figure 4. 8 : Définition des valeurs traditionnelles	95
Figure 4. 9 : Type d'éléments de fondation	96
Figure 4. 10 : Géométrie.....	96
Figure 4. 11 : Frottement négatif	96
Figure 4. 12 : Caractéristiques du béton	97

Figure 4. 13 : Charge sur pieu	97
Figure 4. 14 : Définition des valeurs pressiometriques selon règlement NF P92-262	98
Figure 4. 15 : Définition des valeurs pressiometriques selon règlement Fascicule-62 titre V	99
Figure 4. 16 : Caractéristiques des fondations	99
Figure 4. 17 : Vue 3D	99
Figure 4. 18 : Chargement	100
Figure 4. 19 : Géométrie du modèle numérique	100
Figure 4. 20 : Edition des paramètres de l'étude actuelle	101
Figure 4. 21 : La géométrie du profil	101
Figure 4. 22 : les deux types de sols	101
Figure 4. 23 : Assignation	101
Figure 4. 24 : La charge appliquée	101
Figure 4. 25 : La géométrie de pieu	102
Figure 4. 26 : Le choix du béton et ses paramètres	102
Figure 4. 27 : Vue 3D du modèle numérique	102
Figure 4. 28 : la fenêtre des résultats	103
Figure 4. 29 : La structure de la semelle de l'appui P7 viaduc V4.0	103
Figure 4. 30 : La géométrie du modèle numérique	104
Figure 4. 31 : les différents cas de chargement pour le modèle du groupe de pieux	104
Figure 4. 32 : Vue 3D du modèle de groupe de pieux	105
Figure 4. 33 : fenêtre des résultats	105
Figure 4. 34 : fenêtre des propriétés de projet	106
Figure 4. 35 : Les paramètres du critère Mohr-Coulomb pour la couche du calcaire	106
Figure 4. 36 : Les paramètres du critère Mohr-Coulomb pour la couche du grave argileux	107
Figure 4. 37 : Les paramètres du critère linéaire élastique pour le béton	107
Figure 4. 38 : Maillage du modèle du pieu isolé béton armé	108
Figure 4. 39 : l'application des conditions aux limites	108
Figure 4. 40 : Phase initiale	109
Figure 4. 41 : Phase de construction	109
Figure 4. 42 : Différents phases	110
Figure 4. 43 : Résultat de déplacement U pieu isolé en béton armé	110
Figure 4. 44 : Résultat maximal des contraintes verticales	111
Figure 4. 45 : Le maillage du model pieu isolé élément poutre	112
Figure 4. 46 : Différent phases de calcul	112
Figure 4. 47 : Résultat de tassement pour pieu isolé élément poutre	113
Figure 4. 48 : Contrainte maximal pour pieu isolé élément poutre	113
Figure 4. 49 : Maillage du modèle du groupe de pieux	114
Figure 4. 50 : Différent types de phases de chargement	115
Figure 4. 51 : Déplacement de groupe de pieux	115
Figure 4. 52 : Résultat des contraintes pour groupe de pieux	116

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 :

Tableau 1. 1 : Pression de pointe en fonction du tassement en sol non cohérent de résistance moyenne (résistance au cône q_c comprise entre 10 et 15 MPa).....	7
Tableau 1.2 : Pression de pointe en fonction du tassement en sol cohérent moyennement constant ($l_c= 1$) (DIN, (1977))	7
Tableau 1.3 : Frottement latéral limite unitaire en sol non cohérent (DIN, (1977)).....	7
Tableau 1. 4 : Frottement latéral limite unitaire en sol cohérent.....	8
Tableau 1.5 : Valeurs du facteur de portance k_c et du coefficient a (BUSTAMANTE M., (1981))	9
Tableau 1.6 : Calcul de tassement de groupe de pieux S_G selon (Meyerhof, 1976)	15
Tableau 1.7 : Comparaison des méthodes à la rupture.....	18
Tableau 1.8 : Équations pour le calcul de H_u et γ_0 selon Broms - sols cohérents et pulvérulent.....	21
Tableau 1.9 : Coefficient rhéologique de Ménard (α) en fonction du type du sol et du rapport (E_m/P_l) obtenu au pressiomètre tiré de (Philipponnat, G., et B. Hubert, 1998).....	22
Tableau 1.10 : Répartition de la charge latérale totale pour chaque ligne de pieu ($s/B = 3$)	25
Tableau 1.11 : Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité η_L pour le groupe chargé latéralement.....	25
Tableau 1.12 : Facteur de réduction D'après (Hannigan, 1998)	26
Tableau 1.13 : Synthèse des facteurs P_m	28
Tableau 1.14 : Valeurs de P_m à l'aide des équations	29
Tableau 1.15 : Valeurs de P_m à l'aide des équations Adapté (Reese, 2006) et (Salgado, 2008)).....	29

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : la fonction de chaque acteur.....	33
Tableau 2.2 : Tableau de lithologie des formations principales (Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015).	36
Tableau 2.3 : Résumé des paramètres de sol	36
Tableau 2.4 : caractéristiques mécaniques.....	40
Tableau 2.5 : les différentes hauteurs des piles.....	41

Chapitre 3 :

Tableau 3. 1 : Catégorie des sols selon la nature et la pression limite.....	44
Tableau 3. 2 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s	45
Tableau 3. 3 : valeur de coefficient réducteur ρ	47
Tableau 3. 4 : Valeurs du facteur de portance K_p	47
Tableau 3. 5 : Valeurs de coefficient réducteur ρ'	48
Tableau 3. 6 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (Principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art).....	48
Tableau 3. 7 : Facteur de portance K_{pmax} (AFNOR, 1990).....	50
Tableau 3. 8 : Classes et catégories de pieux (AFNOR, 1990)	51
Tableau 3. 9 : Les valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}}$	52
Tableau 3. 10 : Les valeurs de a , b et c	53
Tableau 3. 11 : Les valeurs maximales du frottement axial unitaire limite q_{smax}	53
Tableau 3. 12 : Les valeurs des facteurs de corrélation ξ'_3 et ξ'_4	54
Tableau 3. 13 : Les valeurs du coefficient partiel $\gamma_{R;d1}$	54
Tableau 3. 14 : les valeurs des facteurs partiels γ_t ; $\gamma_{s;t}$	55
Tableau 3. 15 : les valeurs des facteurs partiels γ_{cr} ; $\gamma_{s;cr}$	56
Tableau 3. 16 : Valeur de facteur de force N_{qmax} , N_{cmax} et N_{cmin} selon l'angle de frottement.....	57
Tableau 3. 17 : Valeurs des coefficients K_c et α d'après (BUSTAMANTE M., (1981))	57

Tableau 3. 18 : Valeurs des coefficients k_c et α et de q_{si} d’après la commission de concertation des bureaux de contrôle.....	58
Tableau 3. 19 : La valeur de β	58

Chapitre 4 :

Tableau 4. 1 : la charge appliquée sur un pieu isolé (Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016).....	81
Tableau 4. 2 : Récapitulatif des charges appliquées su un groupe de pieux à l’ELU et l’ELS (Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016)	81
Tableau 4. 3 : Données géotechniques (Rappot GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015), (Didier VIRELY, Jérôme GUITTARD, Muriel GASC-BARBIER, 2006).....	83
Tableau 4. 4 : Les valeurs de q_s	84
Tableau 4. 5 : les valeurs de P_l^*	84
Tableau 4. 6 : les valeurs de q_s pour le long de pieu	85
Tableau 4. 7 : les valeurs de P_l^*	86
Tableau 4. 8 : les valeurs de P_l^*	86
Tableau 4. 9 : les valeurs pour la détermination de q_s	87
Tableau 4. 10 : Les valeurs de q_s	90
Tableau 4. 11 : résultats de calcul de la capacité portante d’un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique et la méthode traditionnelle	91
Tableau 4. 12 : résultats d’application du code de calcul GEOFOND 1.22	98
Tableau 4. 13 : Les résultats issus du code de calcul GEO5	103
Tableau 4. 14 : Le résultat de code de calcul GEO5.....	105
Tableau 4. 15 : Résultats de déplacement et contrainte verticale.....	111
Tableau 4. 16 : Résultats de déplacement et contrainte verticale.....	114
Tableau 4. 17 : Résultats des déplacements et des contraintes verticales	116
Tableau 4. 18 : Résultats d’application du code de calcul GEOFOND 1.22 et les résultats de référence (BET)	117
Tableau 4. 19 : Résultats du GEOFOND 1.22 et les résultats calculés par la méthode manuelle ..	119
Tableau 4. 20 : Les résultats analytiques des deux codes de calcul	120
Tableau 4. 21 : Résultats de la méthode manuelle et code de calcul GEO5.....	121
Tableau 4. 22 : Résultats code de calcul GEOFOND	121
Tableau 4. 23 : les résultats de tassement.....	122

LISTE DES SYMBOLES ACRONYMES ET ABREVIATIONS

LISTE DES SYMBOLES

σ_{vs} : contrainte totale verticale;

A : section du pieu;

A_b : l'aire de la section droite de la pointe du pieu, en m^2 ;

B : largeur ou diamètre de pieu;

B_0 : largeur de référence égale à 0,6 m;

C_e : le coefficient d'efficacité du groupe de fondations profondes;

C_u : la cohésion;

D : la longueur du pieu en m;

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;

$E_p I_p$: produit d'inertie du pieu;

E_s : module d'élasticité;

f_{bc} : la contrainte admissible en compression du béton vault;

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;

h_0 : 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);

K_0 : 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;

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;
 \bar{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 : 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_{ref} : une valeur limite du tassement;
 U_s : pression interstitielle;
 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;
 $\varphi'; \gamma$: poids unitaire effectif du sol;
 α : coefficient rhéologique du sol obtenu grâce;
 $\gamma_{cr}; \gamma_{s;cr}$: 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 ACRONYMES ET ABREVIATIONS

(**ADA**) : l'algérienne des autoroutes;
(**AEO**) : l'Autoroute Est-Ouest;
(**BAEL**) : béton Armé aux Etats Limites;
(**BBMA**) : béton bitumineux mince type (a);
(**C.D.S.G**) : CRCC-DENNOUNI-SEROR Groupement;
(**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;
(**DRT**) : document technique réglementaire;
(**ELA**) : etat limites accidentel;
(**ELS**) : etat limite service;
(**ELU**) : etat limite ultime;
(**EPIC**) : etablissement public à caractère industriel et commercial;
(**ITS**) : systèmes et technologie de transports intelligents;
(**LTPO**) : laboratoire Des Travaux Publics de L'ouest;
(**MEF**) : méthode d'éléments finis;
(**MISS**) : modèle d'interaction sol-structure;
(**PK**) : point kilométrique;
(**PMT**) : essai pénétrométrique;
(**RN**) : route national;
(**RN**) : route nationale;
(**RPCR**) : règlement Construction Product Régulation;
(**RPOA**) : règlement parasismique algérien;
(**SDRA**) : schéma Directeur Routier et Autoroutier;
(**SEROR**) : société d'étude & de réalisation d'ouvrages d'art de l'ouest;
(**SNAT**) : schéma Régional d'Aménagement du Territoire;
(**SPT**) : essai pénétrométrique standard;
(**SRATRNE**) : schéma Régional d'Aménagement du Territoire de la Région Nord Est;
(**TBR**): technical Basis for Regulation;
(**TPC**) :terre-plein central;
(**BET**) : bureau d'étude.

INTRODUCTION GENERALE

Pour répondre aux besoins de déplacement des personnes et du transport de marchandises et pour faciliter la circulation des engins dans les conditions suffisantes de confort et de sécurité, le gouvernement algérien a lancé une vaste campagne de construction de plusieurs infrastructures routières sur tout le territoire national ; en vue d'améliorer le bien-être économique et social des usagers et de la population.

Parmi les nombreuses infrastructures routières, on retrouve les ouvrages d'art tel que les ponts, leur pérennité dépend de la qualité de leurs fondations.

En effet, 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 suivant les règles de l'art. Dans ce cadre, on s'est intéressé à l'étude des fondations profondes d'un ouvrage d'art faisant partie de la liaison autoroutière Ghazaouet Tlemcen.

L'objectif principal de ce travail, est de faire le pré dimensionnement et la modélisation des fondations profondes du viaduc V4.0 de la pénétrante autoroutière à Ghazaouet-Tlemcen.

Pour atteindre l'objectif visé, le mémoire présenté comprend, après une introduction générale, quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique sur les méthodes de calcul des fondations profondes (analytiques et numérique).

Dans le second chapitre, nous avons présenté le viaduc, sa localisation, sa géométrie, ses caractéristiques ainsi que la topographie et la géomorphologie du terrain d'étude.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation théorique de la méthodologie et les outils de calcul permettant de déterminer la capacité portante.

Le quatrième chapitre porte sur les différentes charges appliquées et le pré-dimensionnement de notre cas d'étude. Ensuite, nous avons calculé la capacité portante d'un pieu isolé et un groupe de pieux sous chargement axial et vérifier le tassement selon deux méthodes analytique et numérique. Par la suite on a fait une comparaison entre les résultats obtenus par les différentes approches.

Enfin, nous achèverons ce mémoire par une conclusion générale qui présente les principaux résultats obtenus et observations constatées.

CHAPITRE 1

Méthodes de calcul des fondations profondes

1. INTRODUCTION

Les fondations constituent un des éléments essentiels d'un projet de construction. C'est de la qualité de la fondation que dépend la pérennité de l'ouvrage. Pour cela, la mauvaise conception ou dimensionnement ou choix des fondations peut causer des effondrements ou des pathologies.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différentes méthodes de calcul des fondations profondes.

2. DEFINITION

Un pieu est une fondation élancée qui transmet 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. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puit une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple).

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe et le fût compris entre la tête et la pointe. 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 . 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 traversés par le pieu. Voir (figure 1.1) (Roger frank, 2019).

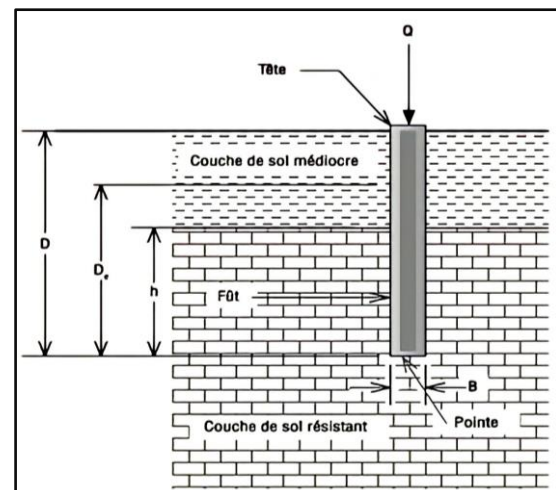


Figure 1.1 : Principales parties d'un pieu

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif (D_e/B) est supérieure à 5 (DTU 13-2, 1992).

3. TYPOLOGIE DES FONDATIONS PROFONDES

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux.

La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits, supérieur à 1m.

Dans la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm.

Traditionnellement, les pieux sont classés suivant trois manières (**BAGUELIN, 1978**) (**CCTP, 1993**):

- La nature du matériau qui les constitue;
- Le mode de leur mise en place;
- Le mode de leur fonctionnement.

4. METHODES DE CALCUL

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où est placé le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale).

4.1 La charge portante des pieux sous charges axiales

4.1.1 Méthode de calcul analytique

Pour déterminer la charge portante des pieux, on peut recourir aux méthodes ci-dessous (**Bousquet, 1996**).

- Des méthodes de calcul statiques, qui découlent de la mécanique des sols;
- Des méthodes de calcul dynamique, applicables aux pieux battus;
- L'interprétation des résultats de pénétromètres, S.P.T. ou pressiomètres;
- Les résultats d'essais directs.

4.1.1.1 Méthode statique

➤ Méthode déduite des formules de Caquot et Kérisel

La charge totale de rupture est la somme de deux termes:

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

Avec :

Q_s : terme de frottement, c'est-à-dire part de la charge totale de rupture transmise au terrain le long du fût du pieu.

Q_p : terme de pointe, c'est-à-dire part de la charge totale de rupture transmise à la section de la base du pieu.

La charge admissible Q_{adm} se déduit de la charge Q par application d'un coefficient de sécurité k compris entre 2 et 3:

$$Q_{adm} = \frac{1}{k} Q \dots \dots \dots (1.2)$$

4.1.1.2 Méthode dynamique

La chute du mouton produit, d'une part une somme de travaux inutiles : l'effet du choc, la déformation élastique du pieu et la compression élastique du terrain, d'autre part, un travail utile: l'enfoncement de l'ensemble pieu, casque, mouton, d'une valeur e qui est le refus. Il existe plusieurs formules semi-empiriques qui se différencient par le coefficient de sécurité et les éléments pris en compte.

a) Formule des Hollandais

C'est la plus ancienne, elle tient compte d'un coefficient de sécurité de 6 ; la résistance du pieu est donnée par :

$$R = \frac{M^2 h}{6e(M + P)} \dots \dots \dots (1.3)$$

avec :

M : poids du mouton;

P : poids du pieu;

h : hauteur de chute;

e : enfoncement moyen par coup de mouton, mesuré sur une volée de 10 à 20 coups.

b) Formule de Redtenbacker

Elle tient compte de l'élasticité du pieu :

$$F = \frac{SE}{l} \left(-e + \sqrt{e^2 + \frac{2M^2 hl}{M + PES}} \right) \dots \dots \dots (1.4)$$

avec :

l : longueur du pieu;

S : section rendue homogène

E : module de déformation longitudinale.

Cette formule est applicable avec un coefficient de sécurité de 3 à 4. La résistance du pieu sera: $R = F/3$.

c) Formule de Hiley

Pour un pieu vertical et pour $M \geq P$:

$$R = \frac{M^2(h - h_0)}{4e'(M + P)} \dots \dots \dots (1.5)$$

avec :

e' : enfoncement des derniers coups du mouton;

h : hauteur de chute libre du mouton;

h_0 : hauteur de chute libre du mouton pour laquelle ne produit pas un enfoncement du pieu. Le coefficient de sécurité est égal à 4.

d) Formule de Crandall et Sprenger

$$R = \frac{kM^2 h}{\sigma(e + e_1)(M + P)} \dots \dots \dots (1.6)$$

M , P et h ont les mêmes significations que précédemment ; σ est le coefficient de sécurité. k est le rapport de refus e , observé dans des conditions habituelles de battage, à celui constaté au cours d'essais de battage.

e_1 est un facteur de correction, pris égal à la moitié du raccourcissement élastique du pieu en fin de battage (**Bousquet, 1996**)

4.1.1.3 Interprétation des résultats du pénétromètre et pressiomètre

A. Méthode 1 (SPT. CGS, 1985) Standard Pénétration Test

Pour les sols pulvérulents, la charge limite Q_1 d'un pieu isolé est. D'après le (**Canadian standards association , 2006**):

$$Q_1 = mNA_b + n\tilde{N}PD \dots \dots \dots (1.7)$$

avec :

m : coefficient empirique ; $m = 120$ pour les pieux forés ($m = 400$ pour les pieux battus) ;
 N : le nombre de coups de l'essai SPT (pour l'enfoncement de 30 cm) au niveau de la pointe du pieu;

A_b : l'aire de la section droite de la pointe du pieu, en m^2 ;

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;

D : la fiche du pieu, en m;

P : le périmètre du pieu, en m.

B. Méthode 2 (CPT. CGS, 1985) Essai de Pénétration au cône ou Essai de Pénétration Statique

Pour les limons et sables lâches à denses, le (**Canadian standards association , 2006**) propose de calculer la charge limite d'un pieu isolé à partir de résultats de pénétration statique (CPT) de la manière suivante :

$$Q_1 = q_c A_b + f_s PD \dots \dots \dots (1.8)$$

avec :

q_c : résistance au cône (ou résistance de pointe statique) en pointe du pieu, mesurée au CPT ;

f_s : frottement latéral local unitaire moyen mesuré au CPT (on recommande l'utilisation d'un cône équipé d'un manchon de frottement).

Notons qu'on recommande, pour les pieux de diamètre B supérieur à 500 mm, de prendre en compte une valeur de q_c inférieure à la valeur moyenne mesurée, ou même égale à la plus petite valeur mesurée.

Dans la présente étude, ne disposant pas de mesures au manchon de frottement, les corrélations suivantes entre le frottement latéral unitaire local f_s et la résistance au cône q_c sont utilisées d'après (**SANGLERAT, 1972.**), cité par (**CASSAN M. (1968)**) ou expérience propre) :

- Sables denses et graviers $f_s = q_c/150$;
- Sables moyens $f_s = q_c/100$;
- Limons et sols intermédiaires $f_s = q_c/600$;
- Argiles $f_s = q_c/50$;
- Craies $f_s = q_c/100$;
- Calcaires $f_s = q_c/150$.

C. Méthode 3 Essai de Pénétration au Cône CPT

La norme (**DIN, (1977)**) s'applique aux pieux forés de grand diamètre (supérieur à 0,5 m le long du fût et à 1 m en pointe).

La pression de pointe $q(s)$ est donnée en fonction du tassement s , respectivement au (tableau 1.1) pour les sols non cohérents et au (tableau 1.2) pour les sols cohérents.

Le frottement latéral limite unitaire q_s est donné en fonction de la résistance au cône q_c et de la profondeur pour les sols non cohérents (tableau 1.3), et en fonction de la cohésion non drainée c_u pour les sols cohérents (tableau 1.4). On suppose que q_s est mobilisé pour un tassement de 2 cm pour les sols non cohérents et de 1 cm pour les sols cohérents.

Tableau 1. 1 : Pression de pointe en fonction du tassement en sol non cohérent de résistance moyenne (résistance au cône q_c comprise entre 10 et 15 MPa)

Pieux sans base élargie		Pieux avec base élargie	
Tassement s (cm)	Pression de pointe* $q(s)$ (MPa)	Tassement s (cm)	Pression de pointe* $q(s)$ (MPa)
1	0.5	1	0.35
2	0.8	2	0.65
3	1.1	3	0.9
15**	3.4	15**	2.4

* Valeurs intermédiaires à obtenir par interpolation linéaire.
** Tassement supposé pour la charge limite Q_1 .

Tableau 1.2 : Pression de pointe en fonction du tassement en sol cohérent moyennement consistant ($l_c= 1$) (**DIN, (1977)**)

Tassement s (cm)	Pression de pointe * $q(s)$ (MPa)
0.2. S_1	0.5
0.3. S_1	0.7
$S_1=0.05 B_b$ **	1.2

* Valeurs intermédiaires à obtenir par interpolation linéaire.
** S_1 tassement supposé pour la charge limite Q_1 .
 B_b = diamètre de la pointe du pieu.

Tableau 1.3 : Frottement latéral limite unitaire en sol non cohérent (**DIN, (1977)**)

Resistance du sol non cohérent	Resistance au cône q_c (MPa)	Profondeur (m)	Frottement latéral q_s (MPa)
Très faible	<5	-	0
Faible	5 à 10	0 à 2	0
		2 à 5	0.03
		>5	0.05
Moyenne	10 à 15	0 à 2	0
		2 à 7.5	0.045
		>7.5	0.075
Elevée	>15	0 à 2	0
		2 à 10	0.06
		>10	0.1

Tableau 1. 4 : Frottement latéral limite unitaire en sol cohérent

Cohésion non drainée C_u du sol cohérent (MPa)	Frottement latéral q_s (MPa)
0	0
0.025	0.025
0.1	0.04
0.2	0.05

Les tableaux (tableau 1.1 à 1.4) permettent donc de construire toute la courbe charge-tassement du pieu. La charge limite Q_1 est obtenue par :

$$Q_1 = q_p A_b + \sum_i q_{si} P_i D_i \dots \dots \dots (1.9)$$

avec :

$q_p = q(S_i)$: résistance de pointe (charge unitaire limite)

où : $S_1 = 15 \text{ cm}$ pour les sols non cohérents,

$S_1 = 0,05 B_b$ pour les sols cohérents, B_b étant le diamètre de la pointe du pieu ;

P_i et D_i , respectivement périmètre du pieu dans la couche de sol i et épaisseur de cette couche, de frottement latéral limite unitaire q_{si} .

Quand les hypothèses sur la qualité des sols indiquées aux (tableaux 1.22 et 1.23) ne sont pas satisfaites, la charge peut être augmentée ou doit être réduite suivant le cas, sur la base de résultats d'essais de chargement ou sur la base de données obtenues pour des pieux comparables dans des conditions de sols comparables.

D. Méthode 4 Essai de Pénétration au Cône

La méthode de **(BUSTAMANTE M., (1981))** reprise par le **(DTU, (1983))**, utilise uniquement la résistance au cône q_c mesurée au CPT. L'expression de la charge limite est la suivante :

$$Q_1 = K_c q_c A_b + \sum_i q_{si} p_i D_i \dots \dots \dots (1.10)$$

Tableau 1.5 : Valeurs du facteur de portance k_c et du coefficient α (BUSTAMANTE M., (1981))

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Facteur k_c		Coefficient α				Valeur maximale de q_s (10^5 Pa) (*)					
		Pieu foré (1)	Pieu battu (2)	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				Fut béton	Tubé	Fut béton	Fut métal	Fut béton	Tubé	Fut béton	Fut métal	Faible pression	Hausse pression
Argile molle et vase	<10	0.4	0.5	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.35	0.35	-
Argile moyennement compacte	10 à 50	0.35	0.45	40	80	40	40	(0.8)0.35	(0.8)0.35	(0.8)0.35	0.35	0.8	≥ 1.2
Limon et sable lâche	≤ 50	0.4	0.5	60	150	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Argile compacte a raide et limon	>50	0.45	0.55	60	120	60	120	(0.8)0.35	(0.8)0.35	(0.8)0.35	0.35	0.8	≥ 2.0
Craie molle	≤ 50	0.2	0.3	100	120	100	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	0.4	0.5	100	200	100	200	(1.2)0.8	(0.8)0.35	(1.2)0.8	0.8	1.2	≥ 2.0
Craie altérée	>50	0.2	0.4	60	80	60	80	(1.5)1.2	(1.2)0.8	(1.5)1.2	1.2	1.5	≥ 2.0
Sable et grave compacts a très compacts	>120	0.3	0.4	150	300	150	200	(1.5)1.2	(1.2)0.8	(1.5)1.20	1.20	1.5	≥ 2.0

(2) Y compris l'ensemble des fondations relevant du deuxième groupe (II).

(*) 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 soi au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

4.2 Tassement des pieux isolés

Les méthodes suivantes sont utilisées pour estimer les tassements des pieux isolés sous charge de service :

- La méthode élastique de **(POULOS H.G., (1980))**, où le sol est modélisé par un continuum élastique linéaire isotrope (E_s , module d'Young et ν , coefficient de Poisson) ;
- La méthode des fonctions de transfert de charge ou méthode des « courbes t-z ». L'interaction entre le sol et le pieu y est modélisée par des ressorts axiaux linéaires ou non, représentant les courbes de mobilisation du frottement latéral $t(s)$ et de la pression de pointe $q(s)$ en fonction du tassement au niveau correspondant.

(FRANK R, .ZHAO S.R., (1982)) ont proposé des règles de construction de ces courbes en fonction du module pressiométrique E_m .

4.2.1 Méthode élastique de POULOS et DAVIS, 1980

La méthode de **(POULOS H.G., (1980))** est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire et isotrope et l'utilisation des formules de MINDLIN. On obtient le tassement du pieu en fonction des caractéristiques du pieu (fiche D , diamètre B et module d'Young E_p), du module du sol E_s et de coefficients correcteurs représentant respectivement l'influence de la rigidité relative pieu-sol, l'influence du substratum et l'influence du coefficient de Poisson du sol.

Plus précisément, le tassement s en tête du pieu s'exprime par :

$$s = \frac{Q \cdot I}{E_s B} \dots \dots \dots (1.11)$$

avec :

Q : la charge pour laquelle on calcule le tassement du pieu ;

I : le coefficient d'influence :

- Pour un pieu flottant

$$I = I_0 R_k R_h R_v \dots \dots \dots (1.12)$$

où :

I_0 est le coefficient d'influence pour un pieu incompressible, dans un milieu semi-infini et pour $\nu=0.5$;

R_k : est le coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu ;

R_h : est le coefficient correcteur pour la profondeur du substratum ;

R_v : est le coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson.

- Pour un pieu résistant en pointe

$$I = I_0 R_k R_b R_v \dots \dots \dots (1.13)$$

où :

I_0 , R_k et R_v : sont les mêmes que pour le pieu flottant ;

R_b : est le coefficient correcteur pour la rigidité du substratum.

Tous les coefficients sont donnés, par **(POULOS H.G., (1980))** sous forme d'abaques et permettent donc un calcul manuel. Signalons, par ailleurs, que la méthode a également été étendue au calcul du tassement des groupes de pieux.

La principale difficulté réside dans la connaissance du module du sol E_s . Le moyen le plus efficace pour déterminer E_s est évidemment de recourir à un essai de chargement en vraie grandeur et d'analyser à l'envers les résultats obtenus, à l'aide de la méthode. Mais comme l'essai de chargement est une opération délicate et onéreuse (et, de plus, qui ne peut pas être envisagée pour un simple pré dimensionnement), les auteurs ont proposé une corrélation entre le module du sol et, d'une part la cohésion non drainée C_u pour les argiles, d'autre part l'indice de densité I_D (densité relative) pour les sables. La figure (figure 1.2) reproduit la corrélation proposée par **(POULOS H.G., (1980))** pour les argiles, qui a été obtenue en analysant, à l'envers, un certain nombre d'essais de pieux en vraie grandeur.

(CHRISTOULAS S., (1987)) ont analysé, de la même manière, des essais de chargement de pieux battus moulés en Grèce, pour estimer des modules du sol équivalents.

Des corrélations sont ainsi proposées avec le nombre de coups N du SPT (figure. 1.3) et la résistance au cône q_c mesurée avec le CPT (figure 1.4).

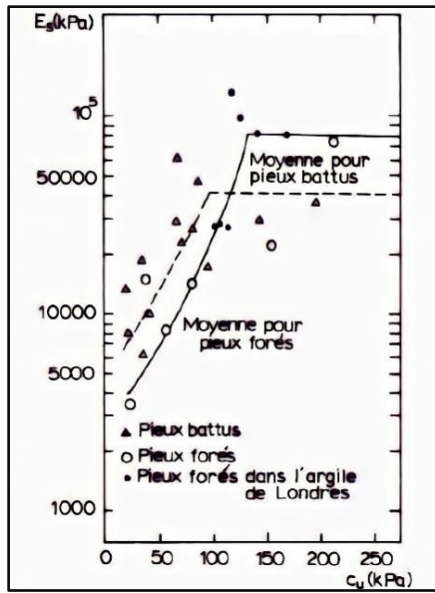


Figure 1.2 : Corrélation entre le module du sol E_s et la cohésion non drainée c_u (POULOS H.G., (1980))

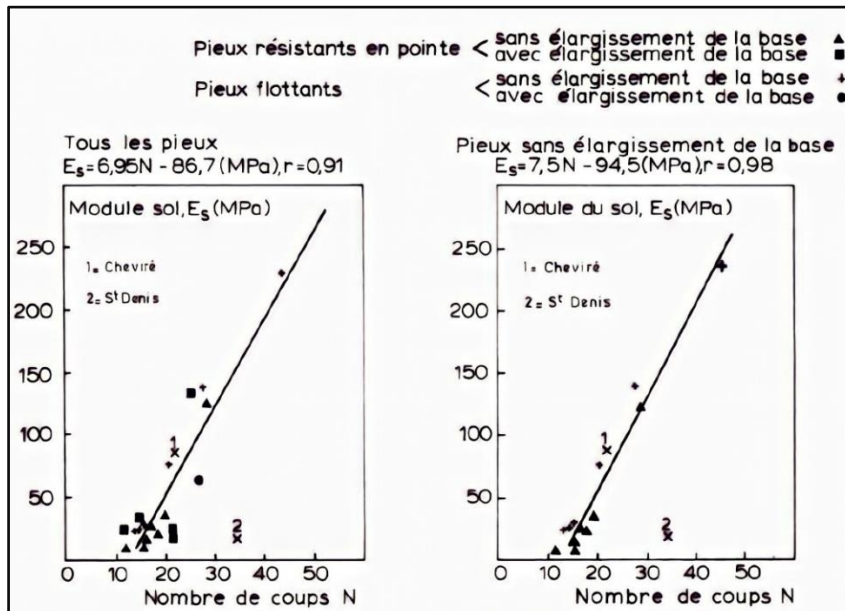


Figure 1.3 : Corrélation entre le module du sol E_s et N (SPT) (CHRISTOULAS S., (1987))

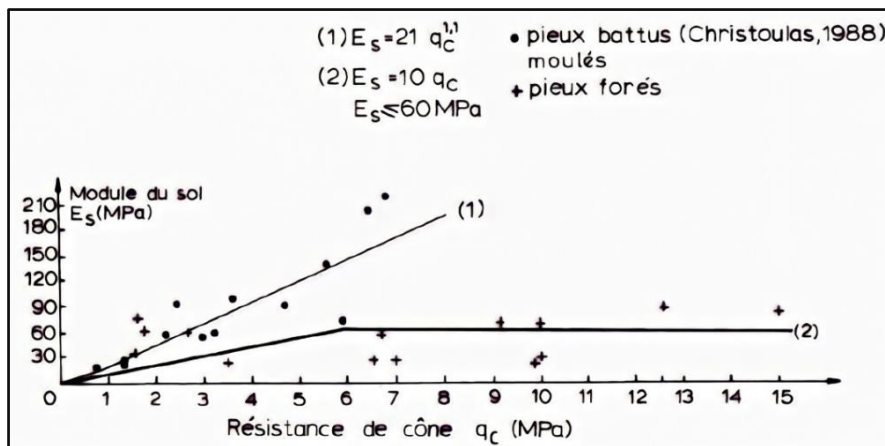


Figure 1.4 : Corrélations entre le module du sol E_s et la résistance au cône q_c (CPT)

4.2.2 Méthode t-z (FRANK et ZHAO, 1982)

Les premières propositions pour déterminer les courbes de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe à partir des résultats de l'essai pressiométrique sont dues à (GAMBIN, décembre) et (CASSAN, (1966-1968)). Les lois de mobilisation proposées par FRANK et ZHAO (1982), initialement pour les pieux forés dans les sols fins, sont représentés à la figure (figure 1.5).

Les paramètres de mobilisation B et R sont déterminés, pour tous types de pieux et de sols, à partir du module pressiométrique E_m , de la manière suivante :

- Sols fins et roches tendres : $B = E_M/r_0$ et $R = 5.5 \frac{E_M}{r_0} \dots \dots \dots (1.14)$

- Sols granulaires : $B = 0.4 E_M/r_0$ et $R = \frac{2.4 E_M}{r_0} \dots \dots \dots (1.15)$

où : r_0 est le rayon du pieu.

Prévision de la courbe de chargement des fondations profondes isolées Comptes rendus 12(BUSTAMANTE M., (1989)) ont analysé, à l'aide de ces lois, 33 pieux forés, battus et injectés, fichés dans des argiles, craies, marnes et marno-calcaires et ont conclu que la méthode était très satisfaisante dans la plupart des cas.

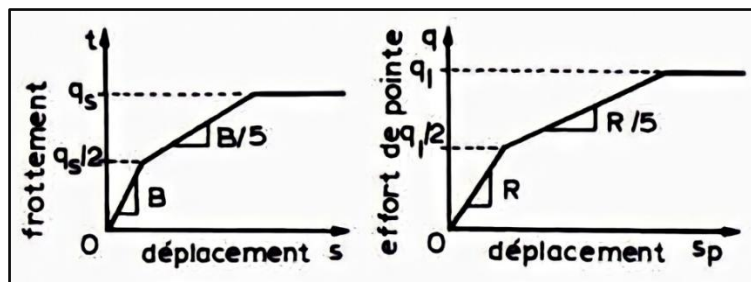


Figure 1.5 : Lois de mobilisation du frottement latéral (t, s) et de l'effort de pointe (q, s_p) à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Ménard (PMT)(FRANK R, .ZHAO S.R., (1982))

4.2.3 Tassement Selon Frank et Zhao (1982)

La longueur du pieu est discrétisée en un certain nombre d'éléments, de manière à ce que pour chacun de ceux-ci, la valeur du frottement latéral unitaire τ_z puisse être considérée comme constante.

Pour chaque couche, on définit une loi tri linéaire (τ_z, W_z), liant l'enfoncement du pieu à la profondeur z , W_z , au frottement latéral unitaire, de la façon suivante comme vous voir dans la figure suivante (figure 1.6); où :

τ_l est le frottement latéral unitaire limite, calculé de la même façon que pour la capacité portante ($\tau_l=q_s$).

$$W_1 = \frac{\tau_l}{2B} \dots \dots \dots (1.16)$$

$$W_c = \frac{3 \cdot \tau_l}{B} \dots \dots \dots (1.17)$$

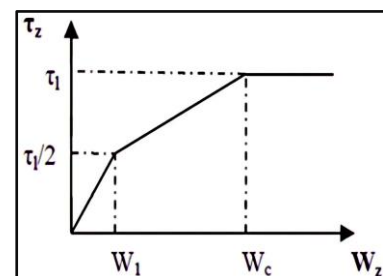


Figure 1.6 : Lois de mobilisation du frottement latéral (τ_z, W_z)

On définit de même une loi tri linéaire (q_p, W_p) en pointe, permettant de lier l'enfoncement en pointe de pieu et l'effort axial unitaire en pointe comme vous voir dans la (figure 1.7); où :

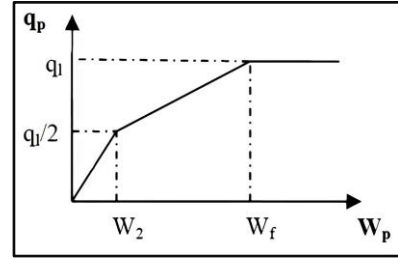


Figure 1. 7 : Loïs de mobilisation de l'effort de pointe (q_p, W_p)

q_l est l'effort axial unitaire limite en pointe ($q_l = q_p$).

$$W_2 = \frac{q_l \cdot D}{2R} \dots \dots \dots (1.18)$$

$$W_f = \frac{3 \cdot q_l \cdot D}{R} \dots \dots \dots (1.19)$$

Dans ces lois, les paramètres B et R sont des fonctions linéaires du module pressiométrique E_m , définis par les formules suivantes :

$$B(KPa/m) = 2.5 \times E_m \dots \dots \dots (1.20)$$

$$R = 11.1 \times E_m \dots \dots \dots (1.21)$$

4.3 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales

❖ Comportement d'un groupe de pieux

Dans la pratique, les pieux sont très souvent installés en groupe. Les pieux isolés sont également utilisés notamment pour des structures spéciales comme les tours de transmissions et les poteaux électriques. Le comportement d'un pieu faisant partie d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cette différence s'explique par l'effet de l'installation et celui de l'interaction entre les pieux. En effet, le battage des pieux provoque une altération des paramètres du sol qui est différent de celui qui est produit dans le cas d'un pieu isolé. La charge appliquée sur un pieu a une influence directe sur le comportement des autres pieux en termes d'efforts et de déplacements. Cette interaction peut être évaluée à partir de méthodes théoriques, semi-empiriques, ou à partir de la méthode numérique (MEF). L'application de cette dernière doit tenir compte des lois de comportement du sol qui sont souvent mal connues et de l'état initial du sol après l'installation des pieux.

❖ Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur C_e

La théorie et les essais ont montré que la charge limite du groupe Q_G peut être inférieure à la somme des charges limite Q_{adm} , pour les pieux flottants installés dans l'argile.

On peut définir le coefficient d'efficacité C_e d'un groupe de N pieux comme suit :

$$C_e = \frac{Q_G}{N * Q_{adm}} \dots \dots \dots (1.22).$$

Le coefficient C_e permet de calculer la capacité portante de l'un des pieux du groupe. Par miles formules de calcul de celui-ci on trouve la formule de Converse-Labarre, soit :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (1.23)$$

où :

B : diamètre d'un pieu ; S : entre-axes des pieux (espacement entre deux pieux centres à centre) et m et n : nombre de lignes et de colonnes du groupe, respectivement.

Le coefficient C_e dépend des paramètres du sol, de la taille et de la forme du groupe, de la longueur du pieu et des entre-axes (**Whitaker, 1957**)

Pour (**AFNOR, 1990**) un coefficient d'efficacité C_e quantifie la réduction par la résistance de seul frottement R_s des pieux, Pour un entre-axe inférieur à 3 diamètres

$$C_e = 1 - C_d \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \dots \dots \dots (1.24)$$

$$C_d = 1 - \frac{1}{4} \times \left(1 + \frac{S}{B}\right) \dots \dots \dots (1.25)$$

La résistance du groupe de pieux R_G est alors :

$$R_G = N(R_b + C_e \times R_s) \dots \dots \dots (1.26)$$

R_b : Résistance de pointe;

R_s : Résistance de frottement axiale.

4.4 Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux S_G est plus important que le tassement d'un pieu isolé s pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux (figure 1.8).

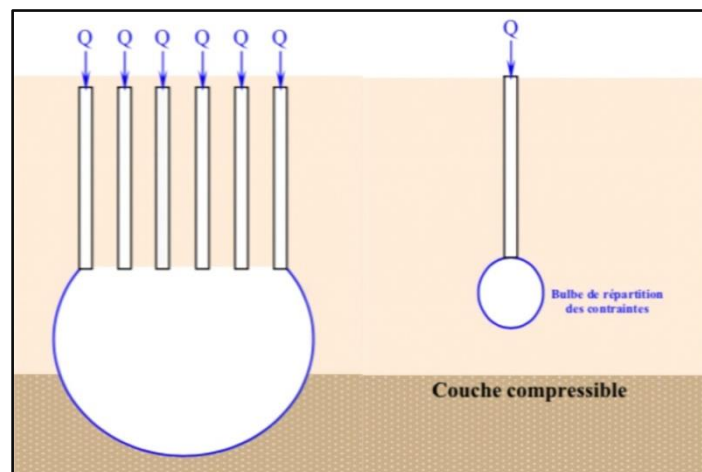


Figure 1.8 : Zone d'influence pour tassement de groupe de pieux et un pieu isolé Tiré de (**Prakash, Shamsher.et Hari D. Sharma., 1990**)

4.4.1 Méthodes de calcul de tassements d'un groupe de pieux

4.4.1.1 Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable

Ces méthodes sont utilisées dans le cas d'absence des données d'essais de chargement sur le groupe de pieux. Ce sont des méthodes conservatrices.

A. Méthode de Vesic

Une méthode simple de calcul est celle recommandée par (Vesic, 1977):

$$S_G = s \times \sqrt{B_G/B} \dots \dots \dots (1.27)$$

où :

B_G : largeur de groupe de pieux (en plan) ; et B : diamètre de pieu isolé.

B. Méthodes de Meyerhof

Le tableau ci-dessous (tableau 1.6) présente les méthodes de (Meyerhof, 1976).

Tableau 1.6 : Calcul de tassement de groupe de pieux S_G selon (Meyerhof, 1976)

Tassement	Fondement	Source
$S_G = 0.92 \times q \times \frac{\sqrt{B_G}}{N} \times I$ <p>Avec : $q = \frac{Q}{L_G \times B_G}$ en kPa ($L_G * B_G$ sont les dimensions de groupe de pieux) N=indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur B_G) I= coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0 pour (s en mm)</p>	Basée sur SPT	(Meyerhof, 1976) (MCIF, (1994;2006))
$S_G = 42 \times q \times B_G \times \frac{I}{(q_c)}$ <p>q_c= valeur moyenne de la résistance au cône statique (kPa) (pris au- dessous de la pointe d'une valeur B_c)</p>	Basée sur CPT	(Meyerhof, 1976);(Hannigan, 1998)

4.4.1.2 Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prédire le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Prakash, Shamsheer et Hari D. Sharma., 1990):

- ✓ La contrainte admissible est égale à $q_{adm} = \frac{(Q_{vG})_{adm}}{L_G \times B_G}$ et est transférée au 2/3 de la longueur des pieux (L), le tassement est supposé négligeable au-dessus de cette valeur.
- ✓ q_{adm} est calculée en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculé en prenant une répartition de contrainte en profondeur l pour 2.
- ✓ q_{adm} est appliquée sur une couche d'épaisseur de $(H-2/3L)$, avec H = épaisseur de la couche (figure 1.9).

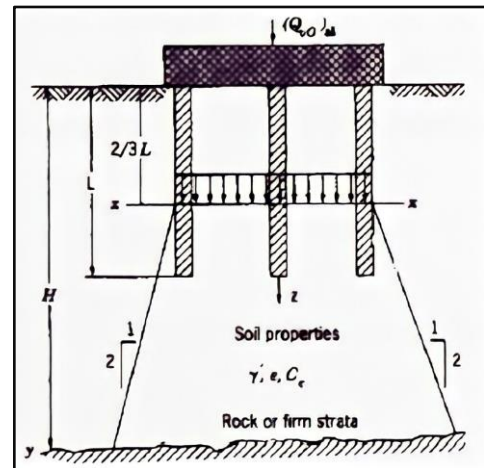


Figure 1.9 : Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène. Tiré de (Prakash, Shamsheer et Hari D. Sharma., 1990)

Enfin, le calcul se fait :

- ✓ Soit par la méthode œnométrique si l'argile est molle et la consolidation est importante ;

✓ Soit par la méthode pressiométrique, si l'argile est raide et sur-consolidée.

Il convient de noter que la charge Q_{adm} pourrait augmenter en présence du frottement négatif sur les pieux. Cette méthode peut être utilisée dans le cas des pieux flottants dans un sable lâche par sécurité. Si les pieux sont encastrés dans une couche du sol sableux et par crainte de tassements sous la pointe des pieux, on peut calculer ces tassements en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe de ceux-ci.

4.4.1.3 Méthode élastique

Dans cette méthode, le comportement du sol est considéré comme élastique et la longrine n'a aucune influence sur le sol (*i.e.* ne charge pas le sol). Cette méthode a été décrite brièvement dans (MCIF, (1994;2006)) par (Frank, 1995) et en détail dans (POULOS H.G., (1980)).

a. Analyse d'un groupe quelconque

On suppose que l'on peut superposer les facteurs d'interaction individuels.

❖ Cas de n pieux identiques

Si on suppose que chaque pieu est chargé par Q et S_1 est le tassement du pieu isolé, alors le tassement du groupe est :

$$S_G = S_1 \times Q \left(1 + \sum_{j=2}^n \alpha_j \right) \dots \dots \dots (1.28)$$

α_j : coefficient d'interaction pour l'espacement S_j et S_j espacement entre les pieux.

Cas particulier d'un groupe carré de 4 pieux identiques ($n = 4$)

$$S_G = S_1 \times Q (1 + 2\alpha_1 + \alpha_2) \dots \dots \dots (1.29)$$

Où :

α_1 : facteur d'interaction pour l'espacement ($S \times d$) et α_2 : facteur d'interaction pour l'espacement ($S\sqrt{2} \times d$) (figure.1.10).

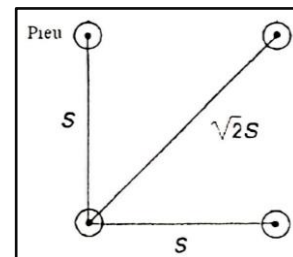


Figure 1.10 : Groupe de 4 pieux identiques. Adapté (Frank, 1995)

❖ Cas de n pieux différents et différemment chargés

Si S_k est le tassement d'un pieu, et Q_k la charge sur le même pieu, alors on a :

$$S_k = S_{1K} Q_K + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq K}}^n S_{1K} Q_j \alpha_{Kj} \dots \dots \dots (1.30)$$

La charge verticale totale du groupe s'écrit :

$$Q_G = \sum_{j=1}^N Q_j \dots \dots \dots (1.31)$$

où :

α_{Kj} : coefficient d'interaction pour l'espacement entre pieux K et j .

Donc on a $(n + 1)$ équations à résoudre pour les deux conditions suivantes :

✓ cas où la longrine est flexible: les charges sur les pieux sont identiques.

Donc $Q_j = Q_G/n$ et il reste à déterminer les (S_k) .

✓ cas où la longrine est rigide: les tassements(S_k) sont identiques et les $(n + 1)$ inconnus sont (S_G et Q_j) (POULOS H.G., (1980))

4.5 Fondation profonde sous charge latérales

4.5.1 Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement voir (figure 1.11). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple.

Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe ($P-y$), définissant la réaction du sol (P) en fonction de la déflexion latérale du pieu (y) (figure 1.12).

On définit le module de réaction du sol par la pente :

$$E_s = P/y \dots \dots \dots (1.32)$$

où :

P : force répartie sur le pieu (kN/m);

y : déplacement du pieu (m).

Le module de réaction du sol est donné par (Frank, 1984.):

$$E_s = k \cdot B \dots \dots \dots (1.33)$$

où:

k = coefficient de réaction (kPa/m) donné par $k = P/y$; avec $p = P/B$ (kPa);

B : largeur frontale ou diamètre du pieu.

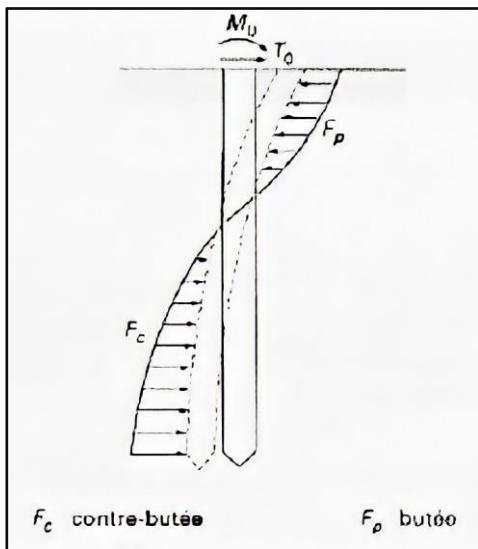


Figure 1.11 : Pression et réaction du sol tiré de (Frank, 1995)

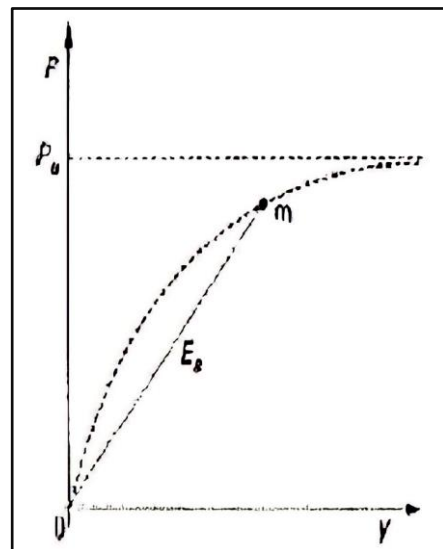


Figure 1.12 : Courbe de réaction du sol tiré de (Frank, 1995)

4.5.2 Pieu isolé sous charges latérales

4.5.2.1 Méthodes à la rupture

La particularité de ces méthodes est la pression ultime, valeur limite de la réaction aux grands déplacements. La plus ancienne méthode a été développée par **(Blum, 1932.)** pour les sols pulvérulents, cette méthode considère la rupture du sol à partir du coin vers la surface. **(Brinch Hansen, 1960.)** juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour de pieu. La méthode de **(Broms, 1964a.b)** est basée sur le même mécanisme de rupture que **(CHRISTOULAS S., (1987))** sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long de pieu.

4.5.2.2 Confrontation des méthodes à la rupture

Comme on peut le constater, il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la force horizontale. Pour un calcul préliminaire, la méthode de Broms (voir tableau 1.7) est la plus utilisée. Cette méthode a l'avantage d'offrir une solution rapide sous forme d'abaques tout en tenant compte des conditions limites et de la rigidité de pieu.

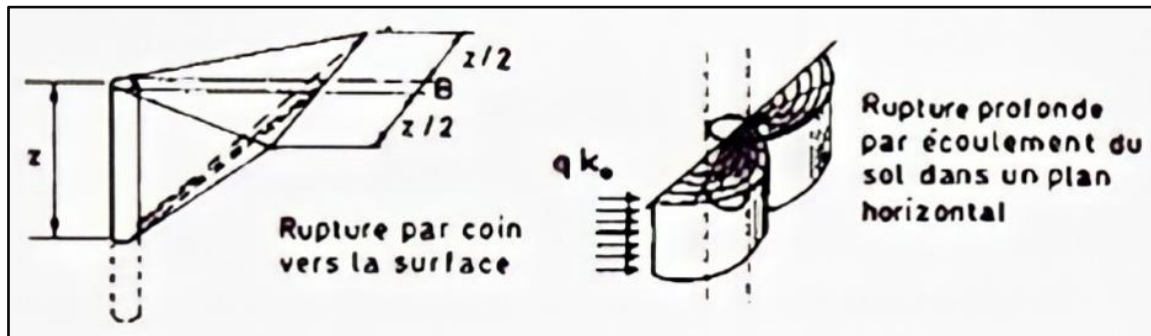


Figure 1.13 : Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch-Hansen. Tiré de **(Baguelin, F., et J.F. Jézéquel., 1972a.)**

Tableau 1.7 : Comparaison des méthodes à la rupture

Méthode	Avantage	Inconvénient
(Blum, 1932.)		<ul style="list-style-type: none"> • Sol pulvérulent • Rupture par coin • Uniquement pour pieu rigide
(Brinch Hansen, 1960.)	<ul style="list-style-type: none"> • Applicable pour les sols avec $(c-\varphi)$ • Applicable pour plusieurs couches 	<ul style="list-style-type: none"> • Uniquement pour pieu rigide • Point de rotation difficile à localiser
(Broms, 1964a.b)	<ul style="list-style-type: none"> • Applicable pour pieu rigide et pieu souple • Analyse pour sol purement cohérent et sol purement pulvérulent • Analyse aux conditions limites (libre en tête, tête fixe) 	<ul style="list-style-type: none"> • N'est pas applicable pour les sols avec $(c-\varphi)$ • Applicable pour une seule couche de sol

4.5.2.3 Méthode de Broms

La méthode de Broms est basée sur la théorie classique où le sol est entièrement à l'état de rupture. Broms a posé des hypothèses simplificatrices pour développer sa méthode. Par micelles-ci on peut citer :

- La pression ultime du sol est supposée égale à zéro à $1.5B$ de la surface du sol (B étant le diamètre ou la largeur de pieu). Cette hypothèse est justifiée par la faible résistance du sol en surface quand le pieu fléchit. En dessous de cette distance, la pression est supposée égale à $9c_uB$ dans le cas d'un sol cohérent (figures 1.14 et 1.15).
- La contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale au produit de 3 fois la contrainte passive horizontale par le diamètre du pieu (ou la largeur) dans le cas d'un sol pulvérulent (figures 1.16 et 1.17).

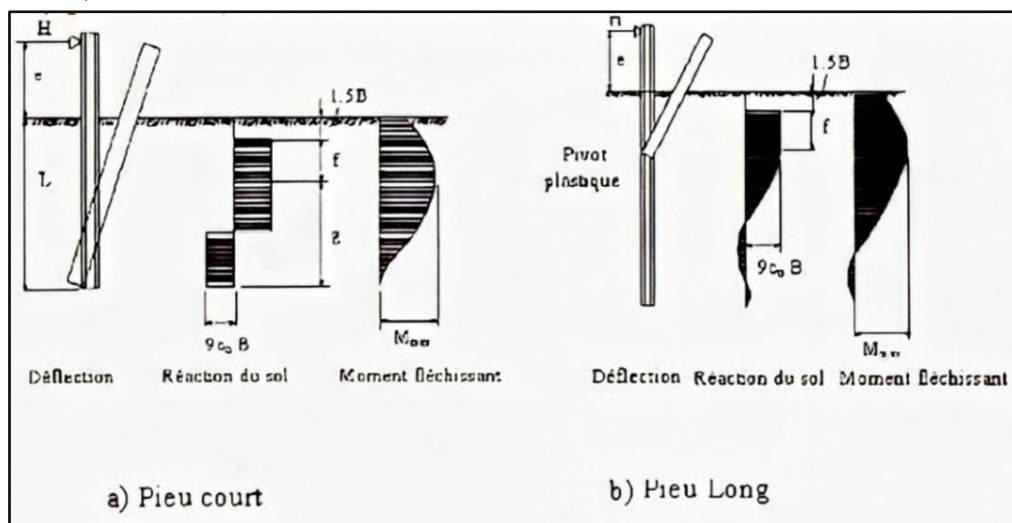


Figure 1.14 : Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol cohérent. Adapté de (Broms, 1964a)

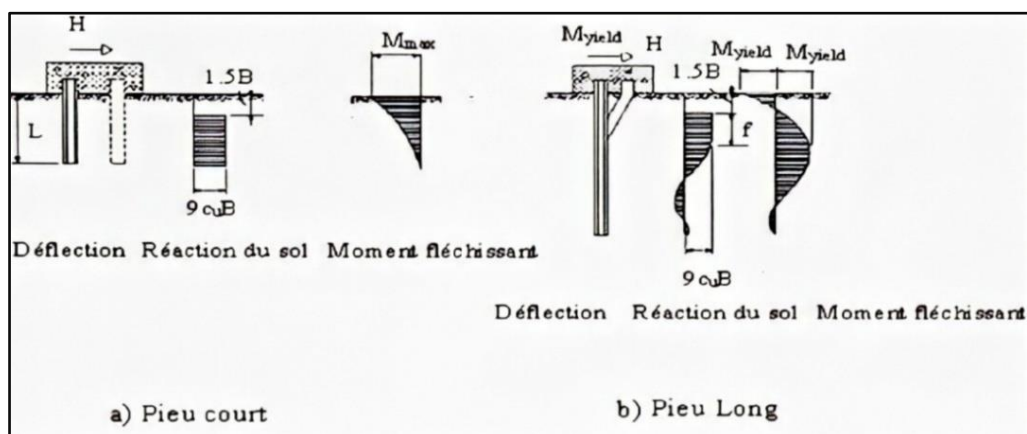


Figure 1.15 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol cohérent. Adapté de (Broms, 1964a)

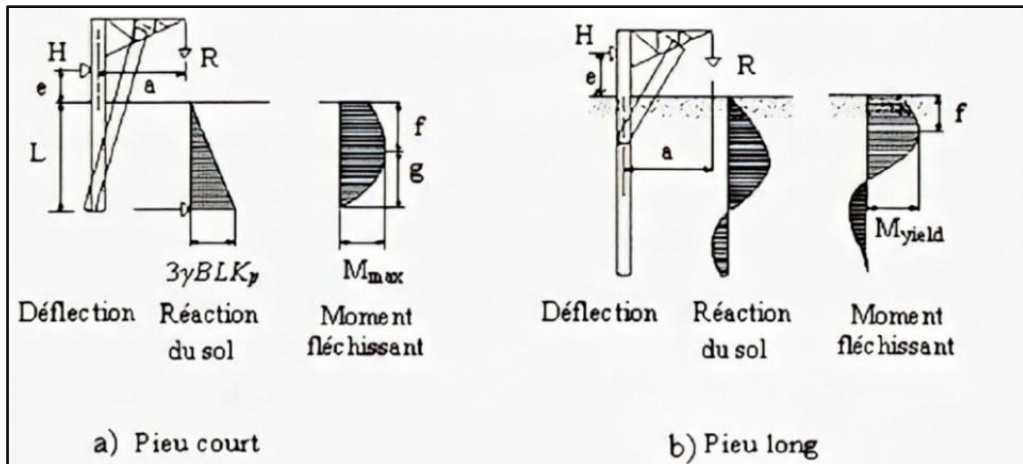


Figure 1.16 : Mécanismes de ruptures pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent Adapté de (Broms, 1964b)

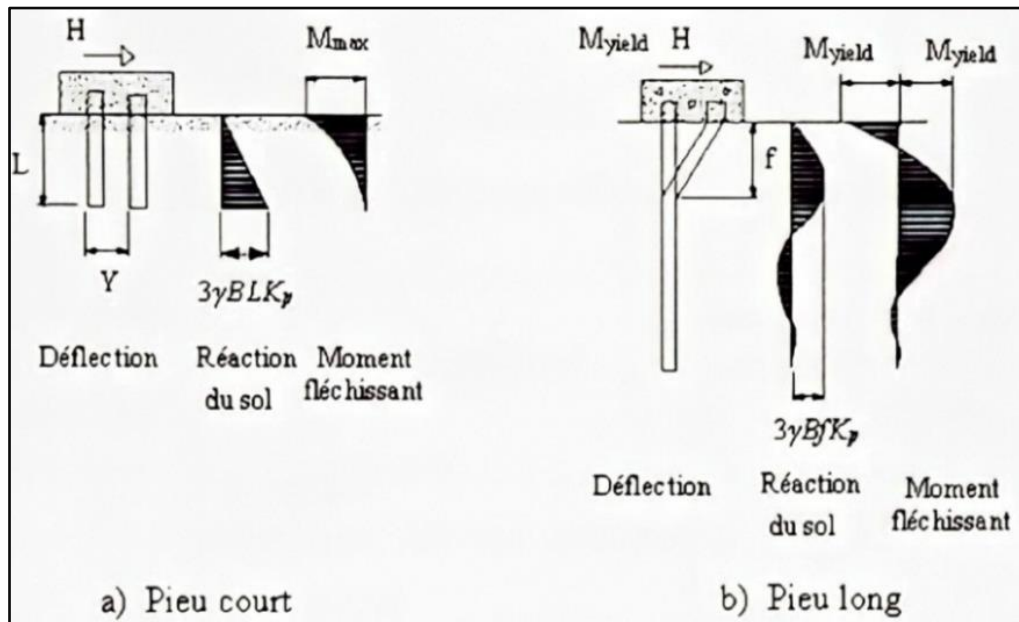


Figure 1.17 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent Adapté de (Broms, 1964b)

Broms a développé des équations et a construit des abaques à l'aide de celles-ci pour calculer la capacité horizontale ultime (H_u) et le déplacement en tête, au niveau de la surface du sol, (y_0). Le (tableau 1.8) résume les équations développées pour les sols cohérents et pulvérulents et pour chaque type de pieu (rigide ou souple) selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

Tableau 1.8 : Équations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms - sols cohérents et pulvérulent

	Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale (ELUL) H_u	Déplacement en tête (ELUT) γ_0	Condition d'application pour γ_0
Sol cohérent	Court	Libre	$H_u = 9C_u Bf$ $M_{max} = H_u(e + 1.5B + 0.5f) = 2.25c_u B^2 g$ $g = L - f - 1.5B$ Solution donne H_u (B= diamètre ou largeur de pieu)	$y_0 = \frac{4H \left(1 + \frac{1.5e}{L}\right)}{kBL}$ (H= force horizontale spécifiée a ELUT)	$\beta_B L < 1.5$
		Fixe	$H_u = 9C_u B(L - 1.5B)$ $(M_{max} = H_u(0.5L + 0.75B))$	$y_0 = \frac{H}{kBL}$	$\beta_B L < 0.5$
	Long	Libre	$H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{2H\beta_B(e\beta_B + 1)}{k_{\infty}B}$	$\beta_B L < 2.5$
		Fixe	$H_u = \frac{2M_{yield}}{(1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{H\beta_B}{k_{\infty}B}$	$\beta_B L < 1.5$
Sol pulvérulent	Court	Libre	$H_u = \frac{0.5BL^3 K_p \gamma}{(e + L)}$	$y_0 = \frac{18H \left(1 + \frac{1.33e}{L}\right)}{L^2}$ (H= force horizontale spécifiée a ELUT)	$\eta_B L < 2.0$
		Fixe	$H_u = 1.5B\gamma L^2 K_p$ $(M_{max} = 2/3 H_u L)$	$y_0 = \frac{2H}{L^2}$	$\eta_B L < 2.0$
	Long	Libre	$H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 0.54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}})}$	$y_0 = \frac{2.4H(1 + 0.67e\eta)}{K^{3/5}(EI)^{2/5}}$	$\eta_B L > 4.0$
		Fixe	$H_u = \frac{2M_{yield}}{(e + 0.54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}})}$	$y_0 = \frac{0.93H}{K^{3/5}(EI)^{2/5}}$	$\eta_B L > 4.0$

4.5.2.4 Méthode basée sur la théorie de Winkler

La méthode de (Broms, 1964a.b) est simple pour estimer la capacité latérale ultime mais ne convient pas pour évaluer les déplacements de pieux. Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés (figure 1.18). Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction (E_s).

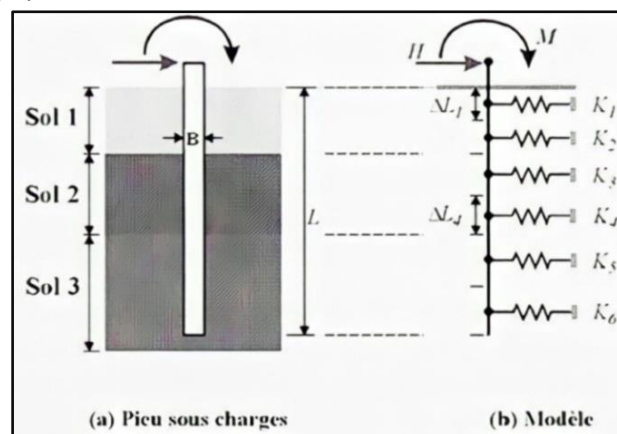


Figure 1.18 : Modèle basé sur la théorie de Winkler

4.5.2.5 Modélisation par ressorts élasto-plastiques

Cette modélisation fait appel aux équations de Ménard pour le calcul des rigidités des ressorts.

A. Équations de Ménard

(Ménard, 1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et celui de pieu latéralement chargé.

Les coefficients de réaction du sol sont :

$$k_h = \frac{18E_m}{B[4(2.65)^\alpha + 3\alpha]} (B_0 \leq 0.6m) \dots \dots \dots (1.34)$$

$$k_h = \frac{3E_m}{\left[\left(\frac{2B_0}{3}\right)\left(\frac{2.65B}{B_0}\right)\right] + \frac{\alpha B}{2}} (B_0 \geq 0.6m) \dots \dots \dots (1.35)$$

avec :

E_m : module pressiométrique de Ménard, α : coefficient rhéologique caractérisant le sol donné par le (tableau 1.9) et B_0 : diamètre de référence égal à 0.6 m.

Généralement, on considère uniquement la pression frontale exercée par le sol sur la largeur (le diamètre) B du pieu de sections carrées ou circulaires (figure 1.19). Dans le cas des fondations allongées dans le sens de déplacement (barrettes), la résistance due au frottement sur les faces latérales peut être prise en compte; le module de réaction est pris égal à E_s (figure 1.20), mais la pression limite est calculée à partir du frottement latéral unitaire (q_s) à la profondeur considérée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_s = 2L_s q_s \dots \dots \dots (1.36)$$

avec :

L_s : longueur de la section droite de la barrette diminuée de sa largeur frontale (B).

Dans ce cas la pression finale est la somme des pressions frontale et tangentielle (Frank, 1995) (Philipponnat, G., et B. Hubert, 1998).

Tableau 1.9 : Coefficient rhéologique de Ménard (α) en fonction du type du sol et du rapport (E_m/P_i) obtenu au pressiomètre tiré de (Philipponnat, G., et B. Hubert, 1998)

État	Argile		Silt		Sable		Sable et gravier		Roche	
	E_m/P_i	α	E_m/P_i	α	E_m/P_i	α	E_m/P_i	α	Type	α
Sur consolidé	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Normal	1/2
Altéré et/ou remanié	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4	Très fracturé	1/3

La pression de fluage (P_f) et la pression limite (P_i) sont données par l'essai pressiométrique. Dans la (figure 1.19) on voit que la pression limite est plafonnée à la pression de fluage. Dans le cas où des sollicitations de courte durée en tête dominant, la courbe de réaction (P - y) est donnée par la (figure 1.19 b).

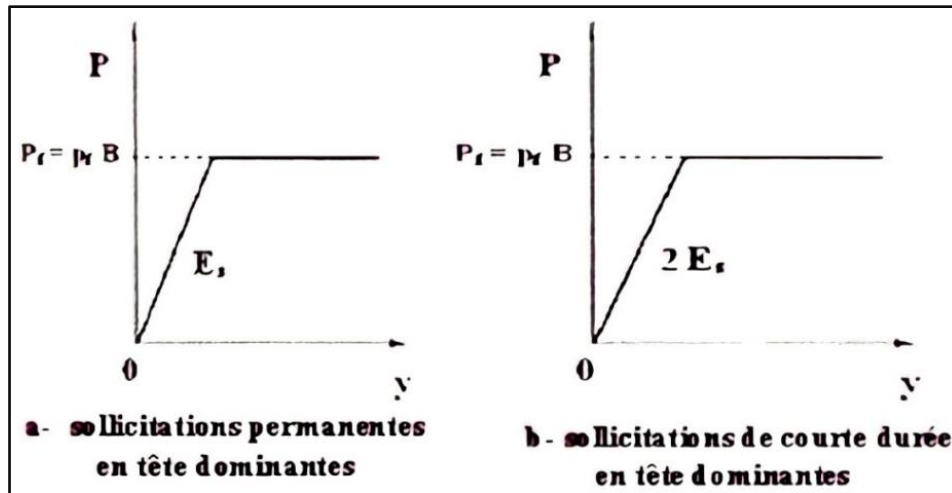


Figure 1.19 : Courbe de réaction (P-y). Adapté de (Frank, 1995)

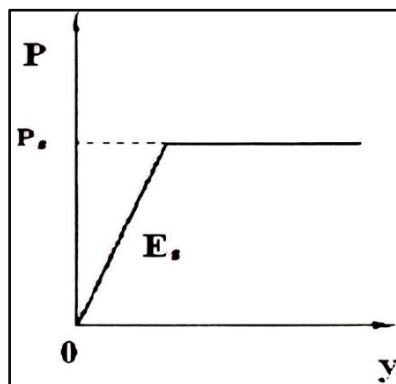


Figure 1.20 : Loi de mobilisation de réaction tangentielle. Adapté de (Frank, 1995)

B. Calcul des rigidités de ressorts

La rigidité de ressort est calculée à partir des relations suivantes :

$$K_h = k_h \times \Delta L \times B \dots \dots \dots (1.37) \text{ (Courte durée)}$$

$$K_h = \frac{k_h}{2} \times \Delta L \times B \dots \dots \dots (1.38) \text{ (Longue durée)}$$

avec :

B = diamètre du pieu et ΔL = longueur du segment du pieu représenté par le ressort

C. Influence de la surface sur la réaction du sol et sur la pression de fluage

Le module de réaction du sol (ou le coefficient de réaction) et la pression de fluage doivent être corrigées à proximité de la surface par un coefficient λ_z donné par la formule suivante :

$$\lambda_z = 0.5[1 + Z/Z_c] \dots \dots \dots (1.39)$$

λ_z : coefficient de correction ; Z : profondeur ($0 < Z < Z_c$) et Z_c : profondeur critique à partir de la surface du sol.

La profondeur Z_c sur laquelle s'applique cette réduction, comptée à partir de la surface du sol, est prise égale à 2B dans le cas des sols cohérents et 4B cas des sols pulvérulents. Le coefficient de réaction du sol et la pression au palier deviennent :

$$k_{h,corrigé} = \lambda_z \times k_h \dots \dots \dots (1.40)$$

$$P_{f.corrigé} = \lambda_z \times P_f \dots \dots \dots (1.41)$$

Dans le cas où le pieu est parfaitement encastré en tête par une semelle, il n'y a pas lieu de réduire k_h ni P_f (**Baguelin, 1978.**); (**Tomlinson, 1987.**)

D. Principe de la modélisation par ressorts élasto-plastiques

La méthode est basée sur un processus itératif limitant la réaction du sol à la pression de fluage P_f voir la (figure 1.21).

La pression de fluage est prise égale à (**MCIF, (1994;2006)**):

$$0.50 \leq P_f/P_i \leq 0.75 \dots \dots \dots (1.42)$$

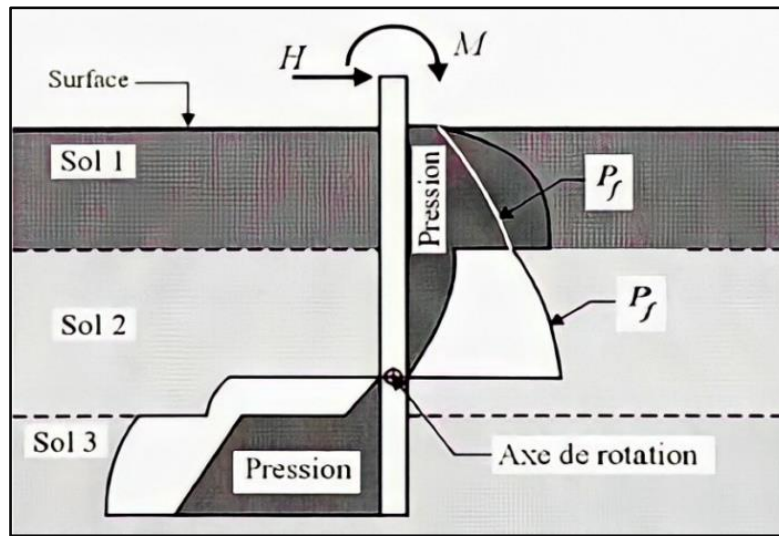


Figure 1.21 : *Pression sur sol versus pression de fluage*

Remarque :

Il existe plusieurs logiciels pour le calcul de la réponse de pieux sous charges latérales utilisant la méthode des courbes de réaction ($P-y$). Parmi ces méthodes, on peut citer LPILE (**ENSOFT, 1997**) et PILED/G (**GEOSOFTE., 1988**).

4.6 Groupe de pieux sous charges latérales

Les deux problèmes majeurs dans l'analyse d'un groupe de pieux sont la répartition de l'effort total sur chaque pieu du groupe et la détermination de coefficient d'efficacité η_L .

L'analyse d'un groupe de pieux soumis aux charges latérales est un problème d'interaction sol-structure. Lorsque l'espacement entre les pieux est suffisamment important, l'interaction pieu-sol-pieu n'est pas considérée et l'analyse du groupe de pieux se fait en considérant chaque pieu comme agissant indépendamment des autres (analyse d'un pieu isolé). En revanche, si l'espacement est faible, l'effet de groupe. Dans ce cas η_L est inférieur à 1.

La répartition de la charge latérale appliquée au groupe sur chaque pieu n'est pas uniforme. La ligne avant reprend toujours plus d'efforts que les lignes arrière (tableau 1.10).

Tableau 1.10 : Répartition de la charge latérale totale pour chaque ligne de pieu ($s/B = 3$)

Source	Type du sol	Pieux en ligne			Teste	Groupe
		Avant (%)	Milieu (%)	Arrière (%)		
(McVay, 1998)	Sable dense	43.3	31.5	25.2	Centrifugeuse	3*3
	Sable lâche	46.6	29.3	24.1	Centrifugeuse	3*3
	Sable dense	37.8	24.4	19.2 (18.6)	Centrifugeuse	4*3
	Sable lâche	36.7	23.9	19.2 (20.2)	Centrifugeuse	4*3

Le coefficient d'efficacité d'un groupe de n pieux est défini par :

$$\eta_L = \frac{\text{effort latéral sur le groupe (pour un déplacement spécifié)}}{n \times \text{effort latéral sur le pieu isolé (même déplacement)}} \dots \dots \dots (1.43)$$

Le tableau (tableau 1.11) donne quelques valeurs proposées de η_L :

Tableau 1.11 : Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité η_L pour le groupe chargé latéralement

Source	Type de sol	Espacement	Coefficient η_L	Déplacement (Pouce)	Test
		Groupe			
(Brown, 1988)	Sable très dense	3B	75%	1	In situ
		(3*3)			
(McVay, 1995)	Sable moyennement dense	3B	74%	3	Centrifugeuse
		(3*3)			
(McVay, 1995)	Sable moyennement dense	5B	95%	3	Centrifugeuse
		(3*3)			
(Ruesta, 1997)	Sable lâche	3B	80%	1-3	In situ
		(4*4)			

Il convient de noter que la direction de la charge totale du groupe affecte la valeur du coefficient d'efficacité η_L . Les travaux de (Yegian, 1973) montrent que η_L est plus petit quand la charge totale est parallèle aux pieux que si elle était perpendiculaire.

4.6.1 Approches d'analyse

Le fait d'illustrer quelques méthodes d'analyse de groupe de pieux sous charges latérales n'implique pas qu'elles sont les seules méthodes existantes dans la littérature. Dans ce qui suit, nous présentons quelques-unes d'entre elles :

A. Méthode statique

Cette méthode néglige la présence du sol et suppose que chaque pieu prend un effort tranchant uniforme et la charge verticale sur le pieu due au moment appliqué dans la semelle est proportionnelle à la distance (x) et/ou (y) dans un sens et/ou dans l'autre sens.

Ce qui ramène à calculer l'effort tranchant et la charge verticale sur chaque pieu selon l'équation (1.44) et (1.45), respectivement :

$$V_i = \frac{V}{n} \dots \dots \dots (1.44)$$

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^n (x_j)^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^n (y_j)^2} \dots \dots \dots (1.45)$$

où :

V_i : effort tranchant dans le pieu (i); P_i : Charge verticale supportée par le pieu (i); x_i et y_i : sont les coordonnées de pieu (i) et n : nombre de pieux.

L'analyse et le dimensionnement des pieux se fait alors sur la base des pieux les plus sollicités. Il est à noter que cette méthode ne tient pas compte des conditions de fixité semelle-pieu, et suppose souvent le moment en tête de pieu égal à zéro (**POULOS H.G., (1980)**).

Les méthodes sont utilisées; toutefois, il est primordial de prendre en compte l'effet de groupe en réduisant la réaction du sol.

B. Méthode de Broms

La méthode pour les pieux isolés chargés latéralement reste valable, sauf qu'il faut tenir compte de l'effet de groupe. Cette réduction est fonction de l'espacement dans le groupe de pieux et le facteur de réduction peut être déterminé à partir du (tableau 1.12). L'espacement des pieux est pris centre à centre dans le sens de la charge latérale.

Tableau 1.12 : Facteur de réduction D'après (**Hannigan, 1998**)

Espacement des pieux (s)	Facteur de réduction
8B	1.0
6B	0.8
4B	0.5
3B	0.4

Pour calculer la capacité totale du groupe de pieux, il suffit de multiplier la capacité réduite par le nombre de pieux.

C. Méthode du pieu isolé équivalent

La résistance latérale à retenir pour le groupe est vraisemblablement la plus petite valeur entre la résistance du bloc monolithique comprenant les pieux et le sol avoisinant et le produit de n fois la résistance latérale du pieu isolé. Dans la littérature, on trouve deux modèles : l'un inspiré de la méthode de Broms et l'autre du modèle de Reese.

❖ Modèle inspiré de la méthode de Broms

Le modèle de Broms a été étendu au cas de groupe de pieux en modifiant la zone morte. En effet, Broms avait supposé pour un pieu isolé la zone morte sur une profondeur de 1.5 B (B étant le diamètre de pieu) à partir de la surface du sol. Ce qui n'est pas le cas pour un groupe de pieu où il convient de prendre pour l'ensemble une valeur de 1.5B ou $L/10$ où L est la fiche de pieu (**POULOS H.G., (1980)**) Le dimensionnement du pieu équivalent se fait de la même manière qu'un pieu isolé. Cette méthode, comme déjà mentionné, n'évalue pas les déplacements horizontaux des pieux.

❖ Modèle de Reese

Le groupe de pieux et le sol adjacent sont présentés par un pieu isolé équivalent de diamètre imaginaire. Ce diamètre est le périmètre du bloc monolithique divisé par (π). La rigidité équivalente du pieu imaginaire (EI_{eq}) est la somme des rigidités des pieux isolés ($EI_{isolé}$) formant le groupe. L'effort tranchant est réparti de façon uniforme sur chaque

pieu isolé et les moments fléchissant sont les mêmes (les pieux sont supposés avoir les mêmes rigidités) (Reese, 2006).

Le calcul peut se faire à l'aide de courbes de réaction ($P-y$) pour un pieu isolé. Il convient de remarquer que cette méthode surestime les déplacements latéraux par environ 60% (McVay, 1995).

D. Méthode aux modules de réaction

Les courbes de réaction ($P-y$) de pieux isolés sont valables pour le groupe de pieux lorsque l'espacement entre les pieux est suffisamment important ($P_m=1$). Cependant, quand l'espacement devient plus faible, ces courbes ne seront pas valables pour le cas d'un groupe de pieux.

La méthode aux modules de réaction suggère de faire des modifications sur la courbe de réaction ($P-y$) pour chaque pieu du groupe. La modification peut se faire sur les réactions en introduisant un facteur multiplicateur (P_m) qui est toujours inférieur à 1 (figure 1.22a), ou en appliquant sur le déplacement latéral y , le facteur y_m qui est généralement supérieur à 1 (figure 1.22b). Finalement, on peut faire la modification sur le module de réaction du sol (E_s) (figure 1.22c).

Les modifications de la courbe de réaction pour le pieu isolé ont été proposées soit en se basant sur des essais en vraie grandeur lors de chargements latéraux d'un groupe de pieux, soit sur des modèles centrifugés, soit sur des équations basées sur les travaux de recherches comme (Reese, 2006) et (Rollins, 2006) (Tableau 1.13 et 1.14).

L'approche de facteur multiplicateur P_m , est la plus répandue dans la littérature pour la modification de courbes de réaction ($P-y$) d'un groupe de pieux (figure 1.23).

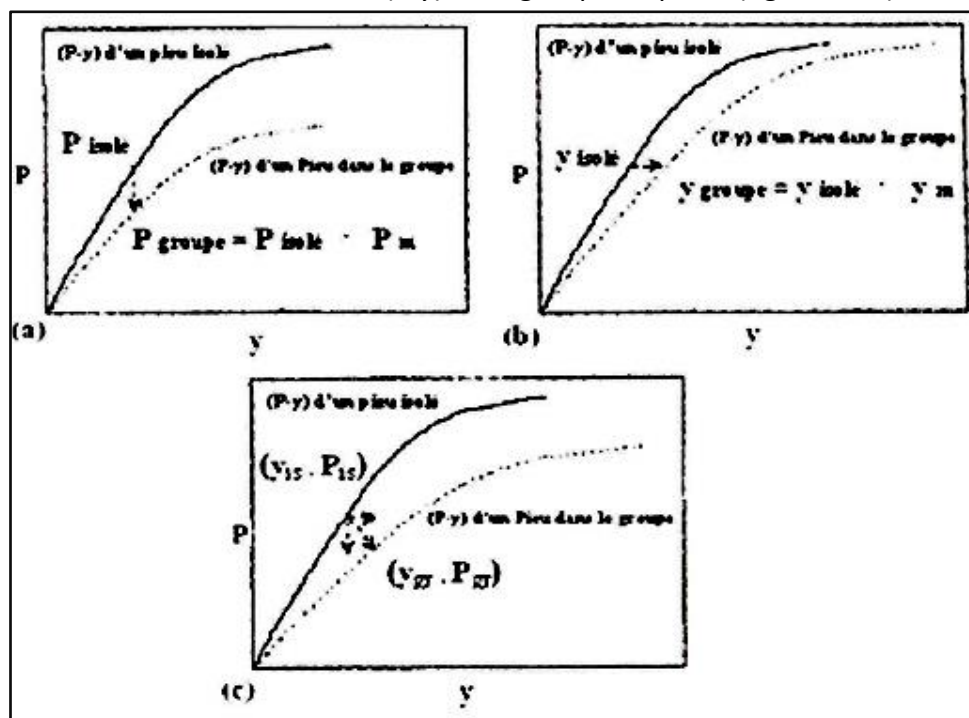


Figure 1.22 : Approches de modification de courbes de réaction ($P-y$) d'un pieu en groupe : a) multiplicateur P_m ; b) multiplicateur y_m et c) multiplicateur de module. Adapté de (Fan, 2007)

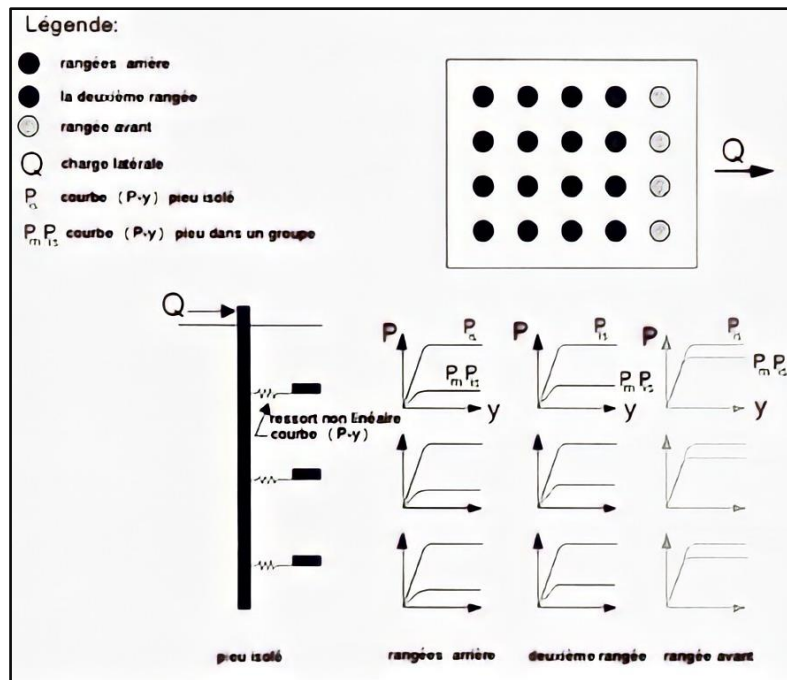


Figure 1.23 : Approche P_m pour modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe. Adapté de (Hannigan, 1998)

Le tableau (tableau 1.13) résume quelques facteurs proposés P_m pour exprimer l'effet de groupe.

Tableau 1.13 : Synthèse des facteurs P_m

Source	Type du sol	Espacement	P_m (pour pieux)			Test
		Groupe	Avant	Milieu	Arrière	Déplacement (pouce)
(Brown, 1988)	Sable très dense	3B	0.8	0.4	0.3	In situ
		3*3				1-1.5
(McVay, 1995)	Sable moyennement dense	3B	0.8	0.4	0.3	Centrifugeuse
		3*3				3
(McVay, 1995)	Sable moyennement dense	5B	1	0.85	0.7	Centrifugeuse
		3*3				3
(McVay, 1995)	Sable moyennement lâche	3B	0.65	0.45	0.35	Centrifugeuse
		3*3				3
(McVay, 1995)	Sable moyennement lâche	5B	1	0.85	0.7	Centrifugeuse
		3*3				3
(Ruesta, 1997)	Sable lâche	3B	0.8	0.8	0.3(0.3)	In situ
		4*4				1-3
(Rollins, 1998)	Argile raide et sable dense	3B	0.6	0.4	0.4	In situ
		3*3				-
(McVay, 1998)	Sable avec densité différente	3B	0.8	0.4	0.3	Centrifugeuse
		3*3				1
(Rollins, 2006)	Argile raide et sable	5.65B	0.95	0.88	0.77	In situ
		3*3				0-2.6
(Rollins, 2006)	Argile raide et sable	4.4	0.9	0.8	0.69(0.73)	In situ
		3*4				0-1.6
(Rollins, 2006)	Argile raide et sable	3.3	0.82	0.61	0.45 (0.45, 0.51, 0.46)	In situ
		3*5				0-3.5

Tableau 1.14 : Valeurs de P_m à l'aide des équations

Paramètres	Équations de P_m^* (Basées sur les abaques de (Mokwa, 1999)) **	Equations de P_m^* (Basées sur les essais de (Rollins, 1998))
Ligne avant	$P_{m.avant} = 0.64 + 0.06 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m.avant} = 0.26 \ln \left(\frac{S}{B}\right) + 0.5$
Première ligne arrière	$P_{m.1.arr} = 0.34 + 0.11 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m.1.arr} = 0.52 \ln \left(\frac{S}{B}\right)$
Deuxième ligne arrière	$P_{m.2.arr} = 0.16 + 0.14 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m.2.arr} = 0.60 \ln \left(\frac{S}{B}\right) - 0.25$
Troisième ligne arrière et plus	$P_{m.3.arr} = 0.04 + 0.16 \left(\frac{S}{B}\right)$	$P_{m.3.arr} = 0.60 \ln \left(\frac{S}{B}\right) - 0.25$

Les équations de (Reese, 2006) sont basées sur les travaux de (Brown, 1987) et sont décrites comme suit :

$$P_{mi} = \prod_{j=1}^n \beta_{ij} \text{ avec } (i \neq j) \dots \dots \dots (1.46)$$

Les facteurs de réduction $P_{m,i}$ sont donnés par le produit des coefficients d'interaction β_{ij} entre le pieu de référence i et les pieux j , $j = 1, 2, \dots, n$, où n est le nombre de pieux dans le groupe, voir aussi la figure (figure 1.24)

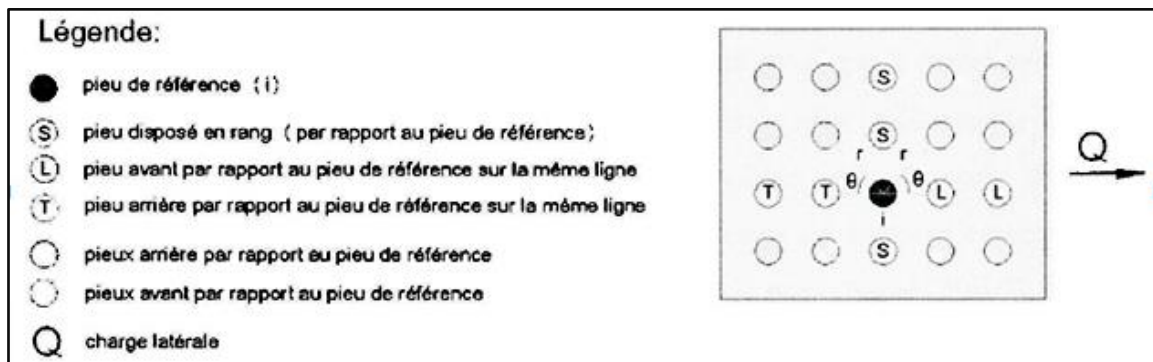


Figure 1. 24 : Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (i) Adapté de (Salgado, 2008)

Tableau 1.15 : Valeurs de P_m à l'aide des équations Adapté (Reese, 2006) et (Salgado, 2008))

Remarque	Équations de P_m^* (Reese, 2006)	Espacement
Pieu i devient arrière par rapport au pieu avant (L) sur la même ligne	$\beta_{iL} = 0.48 \left(\frac{S_{iL}}{B}\right)^{0.38}$	$1 \leq \frac{S_{iL}}{B} < 7$
Pieu i devient avant par rapport au pieu arrière (T) sur la même ligne	$\beta_{iT} = 0.48 \left(\frac{S_{iT}}{B}\right)^{0.26}$	$1 \leq \frac{S_{iT}}{B} < 4$
Pieu disposé en rang (par rapport au pieu i)	$\beta_{iS} = 0.48 \left(\frac{S_{iS}}{B}\right)^{0.38}$	$1 \leq \frac{S_{iS}}{B} < 3.75$
Pieu avant en diagonale par rapport au pieu i (pieu i devient arrière)	$(\beta_{i\theta} = (\beta_{iL}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta)^{1/2})^{**}$	$1 \leq \frac{r_{iL}}{B} < 7$
pieu arrière en diagonale par rapport au pieu i (pieu i devient avant)	$(\beta_{i\theta} = (\beta_{iT}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta)^{1/2})^{**}$	$1 \leq \frac{r_{iS}}{B} < 3.75$ $1 \leq \frac{r_{iT}}{B} < 4$

Généralement, les facteurs multiplicateurs P_m sont incorporés dans les programmes de calcul de groupe de pieux (ex : Groupe (Ensoft)) qui sont développés pour tenir compte de l'effet de groupe. Si on a seulement un logiciel de calcul de pieu isolé comme (LPILE) on peut l'utiliser en introduisant P_m . Aussi, on peut utiliser des logiciels de structure comme Visual design, en appliquant les facteurs P_m sur tous les pieux et en tenant compte de tout le groupe; ou simplement on s'intéresse au pieu le plus chargé, bien sûr en prenant en considération l'effet de groupe.

5. Conclusion

Il existe plusieurs critères pour classifier les fondations profondes. Ces critères ne sont pas nécessairement précis, on les classe selon :

- L'encastrement relatif D/B
- Les conditions de mise en œuvre (manuelle ou mécanisée)
- Mode de travail
- Matériaux constitutifs
- Le mode de fonctionnement

Par ailleurs, il est nécessaire de vérifier la capacité portante en se basant sur des essais comme l'essai pressiométrique et l'essai pénétromètre statique.

Après l'aperçu sur les généralités des fondations et les différentes méthodes de calcul, une présentation de notre cas d'étude sera entamée dans le chapitre suivant afin de savoir les caractéristiques topographiques et géotechniques.

CHAPITRE 2

**Présentation du cas d'étude :
Viaduc de la pénétrante
autoroutière Ghazaouet-Tlemcen
V4.0 au PK 4+095**

1. INTRODUCTION

Pour la réalisation d'un projet (bâtiment ou ouvrage d'art), il est nécessaire de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage, d'autre part la mise au point des documents d'exécution.

Notre cas d'étude situé entre les PK3+950.23 et PK4+241.63, insère notre recherche et qui consiste à étudier la fondation profonde de la pile N°7 gauche d'un viaduc franchissant le ravin et la RN98.

2. PRESENTATION DU PROJET AUTOROUTIER (GHAZAOUET/ TLEMCCEN)

2.1 Contexte du projet

Le présent projet s'inscrit dans le cadre des orientations du Schéma Directeur Routier et Autoroutier 2005-2025 (SDRA), il 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).

Ce projet présente les caractéristiques d'une autoroute de liaison dont le profil en travers est de 2x3 voies par l'intérieur (TPC : terre-plein central) aux échelles régionale et nationale. Cette liaison est mieux visualisée à travers les principaux objectifs du projet qui paraissent bien concorder avec les grands axes directeurs du Schéma National d'Aménagement du Territoire (SNAT 2025 : Loi 01/20 du décembre 2001, relative à l'aménagement du territoire), elle a fait ressortir la nécessité de disposer, à moyen et à 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 rocares 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 fin d'études est le pré-dimensionnement des fondations de la pile N°7 gauche du viaduc au Pk 4+095 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°, la longueur du pont est de 291.4m, 8 travées de 36.1m de poutres en T du béton armé (**Point de situation pénétrante, 2015**).

2.2 Organigramme de groupement

La figure suivante (figure 2.1) présente la structure du groupement C.S.D.G

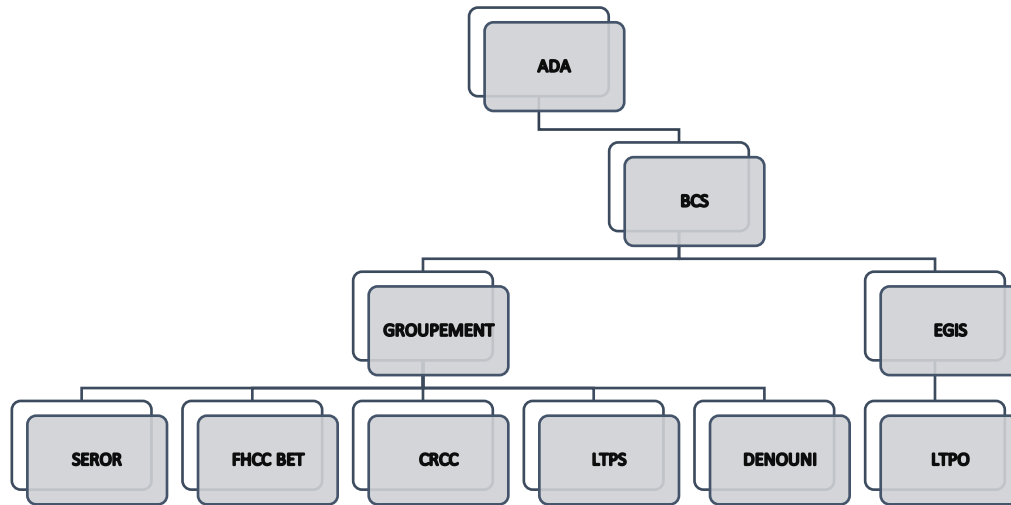


Figure 2.1 : Organigramme de groupement (Point de situation penetrante, 2015)

Le tableau suivant (tableau 2.1) présente la fonction de chaque acteur.

Tableau 2.1 : la fonction de chaque acteur

Acteur	Fonction
ADA	Maitre de l'ouvrage responsable de son projet
BCS EGIS	Bureau de contrôle et de suivi : Il a pour mission le contrôle des travaux conformément aux normes en vigueur et aux dossiers d'exécution.
SEROR	Entreprise de réalisation Ouvrages d'art
FHCC	Bureau d'études de CRCC
DENOUNI	Entreprise de réalisation des terrassements et enrobés
LTPO	Membre du groupement de contrôle avec EGIS
CRCC	chef de file du groupement de réalisation du projet
LTPS	Contrôle externe du groupement

3. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE

L'ouvrage étudié est un viaduc-autoroutier d'une configuration de travées de $2 \times (7 \times 36.1)$ m, 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 appareils d'appui en néoprène fretté. En effet, pour l'infrastructure des piles à paroi mince pleine et des piles à paroi mince creuse, et des culées semi-enterrées avec des fondations sur pieux et des fondations superficielles et/ou directes. La dalle de transition est d'une longueur de 5m (**Rapport note de calcul viaduc 4.0 (Superstructure), Decembre 2015**).

Cet ouvrage d'art franchit une vallée qui est composée de deux ravins inter montagneux. La face du talus de la vallée est assez difficile. Il n'y a pas de l'eau permanente au fond de vallée. La géomorphologie de la zone de l'ouvrage est passe-montagne et colline. Le relief

est assez accidenté. Pour assurer la sécurité de la plate-forme, il est prévu cet ouvrage d'art (voir figure 2.2) qui raccorde la route RN98 au niveau de PK4+218.5. (Voir annexe 1)



Figure 2.2 : La route nationale RN98 reliant Ghazaouet à Tlemcen

3.1 Caractéristiques du viaduc V4.0

Le viaduc V4.0 se caractérise dans sa partie supérieure par des poutres en T simplement posées de 36.1m en béton armé précontraint (voir figure 2.3) et un tablier successif. Dans la partie inférieure, les piles à plaque, les piles type voile ajouré, les culées à voile et la fondation sur pieux sont adoptés (**Rapport note de calcul viaduc 4.0 (Superstructure)**, **Decembre 2015**).



Figure 2.3 : Travaux de façonnage du ferrailage d'une poutre précontrainte

3.2 Topographie et géomorphologie

La morphologie de la région se présente par des collines de faible hauteur, les montagnes possèdent une forme arrondie, la pente naturelle est faible varie de 10° à 25°. L'altitude minimale sur l'axe est de 155m et celle maximale est de 203m, la section routière passe par une unité géomorphologique de collines peu montagneuse, voir (la figure 2.4) (**Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015**) (Voir annexe 1).



Figure 2.4 : la géomorphologie de la région

Selon l'enquête géotechnique (FHCC BET) entre PK4+141 et PK4+170, il y a un glissement de sol d'environ 47m de large, 33m de long et 4m d'épaisseur soit un volume de 3700 m³. Le corps dégrèvement se présente principalement par des graves argileuses.

3.3 Formations lithologiques

Le terrain superficiel se trouve au droit d'une mince couche de graves argileuses, de sol caillouteux peu humide et une couche de calcaire (voir tableau 2.2). (Voir annexe 1)



Figure 2.5 : Photo de carottes (Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015)

Tableau 2.2 : Tableau de lithologie des formations principales (**Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015**).

N° de couche	Type du sol	Code	Epaisseur (m)	Couleur	Statut	Description
①	Grave argileux	GA	0.0-12.0m	Couleurs mêlées	Peu dense –densité moyenne	60% de graves de diamètre de 0.4-3cm, partiellement intercalant de cailloux, remplissage en argile limoneuse, peu dense-densité moyenne.
②	Tuf calcaire	Tuf	0.0-2.5m	Gris claire	Dure	Cimentation calcaire sous forme de plaque, très dure
③	Calcaire	Ca	Non exposé	Gris claire	Dure	La carotte sous forme de colonne courte ou de colonne, partiellement assez concasse, roche relativement dure, diaclase et fissure Développées, nombreux alvéoles sur la surface des carottes

3.3.1 Caractéristiques de résistance au cisaillement

Pour la couche ③ Calcaire, ils ont utilisé des données de levé géologique combinées avec le logiciel d'analyse de roche RocLab (version 1.032) établi par la société Rocscience (**Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015**).

3.3.2 Résultats des essais pressiométriques

Résultats de l'essai pressiométrique en détails dans (l'annexe 1).

3.3.3 Analyse des propriétés géotechniques des sols

Selon les forages et les résultats des essais géotechniques, il est constaté que la condition géologique de cette section est assez simple. Le sol support est principalement le calcaire. Il est constaté qu'il y a une grotte karstique avec une longueur de 17.0-28.0m au PSO2-3 (PK4+242), SO2-2 (PK4+242D10m). Elle est remblayée de gravier mélangé par argile limoneuse. Pour prospecter les grottes possibles dans les autre zones, ils ont prévu deux lignes de prospection électrique densifiées le long le trace et dans le sens vertical du trace. Selon la reconnaissance, la grotte ne se trouve que proche de PSO2-3, SO2-2, avec une profondeur enterrée de 17.0m ; la largeur maximale est d'environ de 25m, la hauteur maximale est de 10m ; elle est toute remblayée ; il n'y a pas d'influence sur les travaux de la plate-forme.

Les paramètres suivants sont mesurés :

Tableau 2.3 : Résumé des paramètres de sol

N° couche	Nom géotechnique	γ (KN/m ³)	A court terme		A long terme	
			C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
①	Grave argileuse	20.00	5	33	5	33
②	Tuf calcaire	20.00	5	33.0	5	33.0
③	Calcaire	25.80	151	36	130	34

La classification du site vis-à-vis le zonage sismique est 1, la catégorie du terrain est S2. Le sol support est principalement le calcaire qui correspond à une roche ferme. La performance des travaux est favorable. Donc il est appliqué la fondation superficielle aux piles (**Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015**).

3.4 Critères de conception de la partie superstructure

3.4.1 Normes d'études

Les principales règles et normes contractuelles utilisées sont les suivantes :

- Surcharges routières : 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 (**Rapport note de calcul viaduc 4.0 (Superstructure), Decembre 2015**).

3.4.2 Répartition des travées

La disposition de type de viaduc (Répartition des travées : 35.57m) est présentée selon (la figure 2.6) (**Rapport note de calcul viaduc 4.0 (Superstructure), Decembre 2015**).

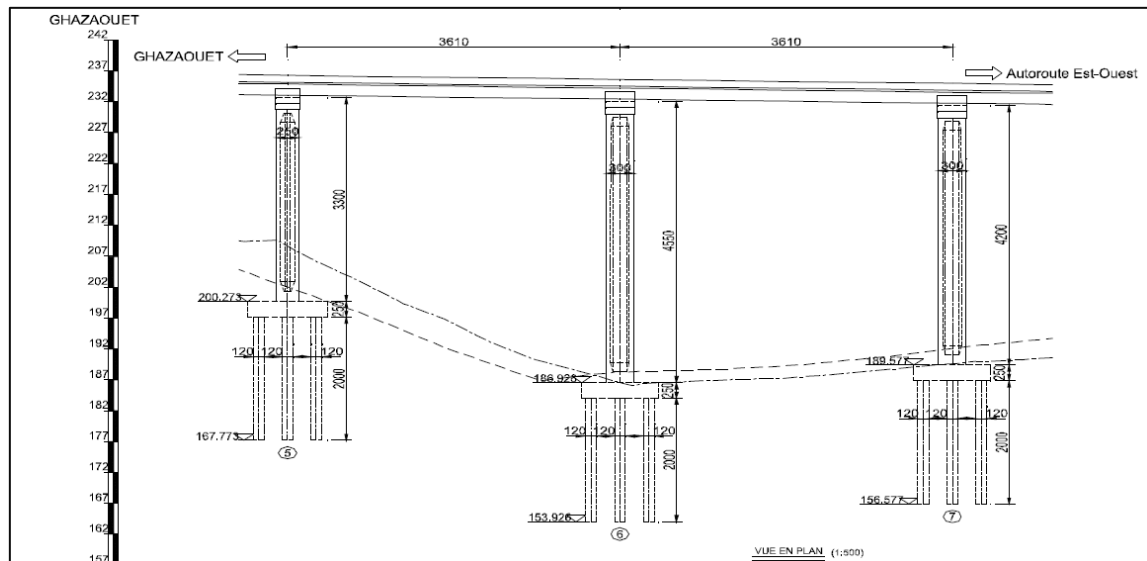


Figure 2.6 : Plan général de type de viaduc

3.4.3 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 7 poutres, l'espace de poutre préfabriquée est de 192cm. Suivant (la figure 2.7) (**Rapport note de calcul viaduc 4.0 (Superstructure), Decembre 2015**).

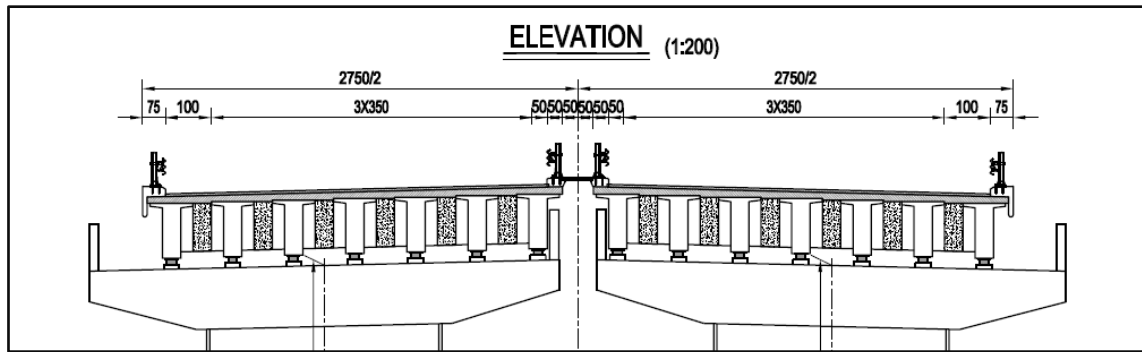


Figure 2.7 : Conception de la coupe transversale du tablier pour Viaduc

3.5 Critères de conception de la partie infrastructure

3.5.1 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
 - 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. L'action sismique est calculée selon la théorie de MONOBE OKABE. Voir le processus de calcul détaillé dans le logigramme suivant (la figure 2.8) (**Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016**)

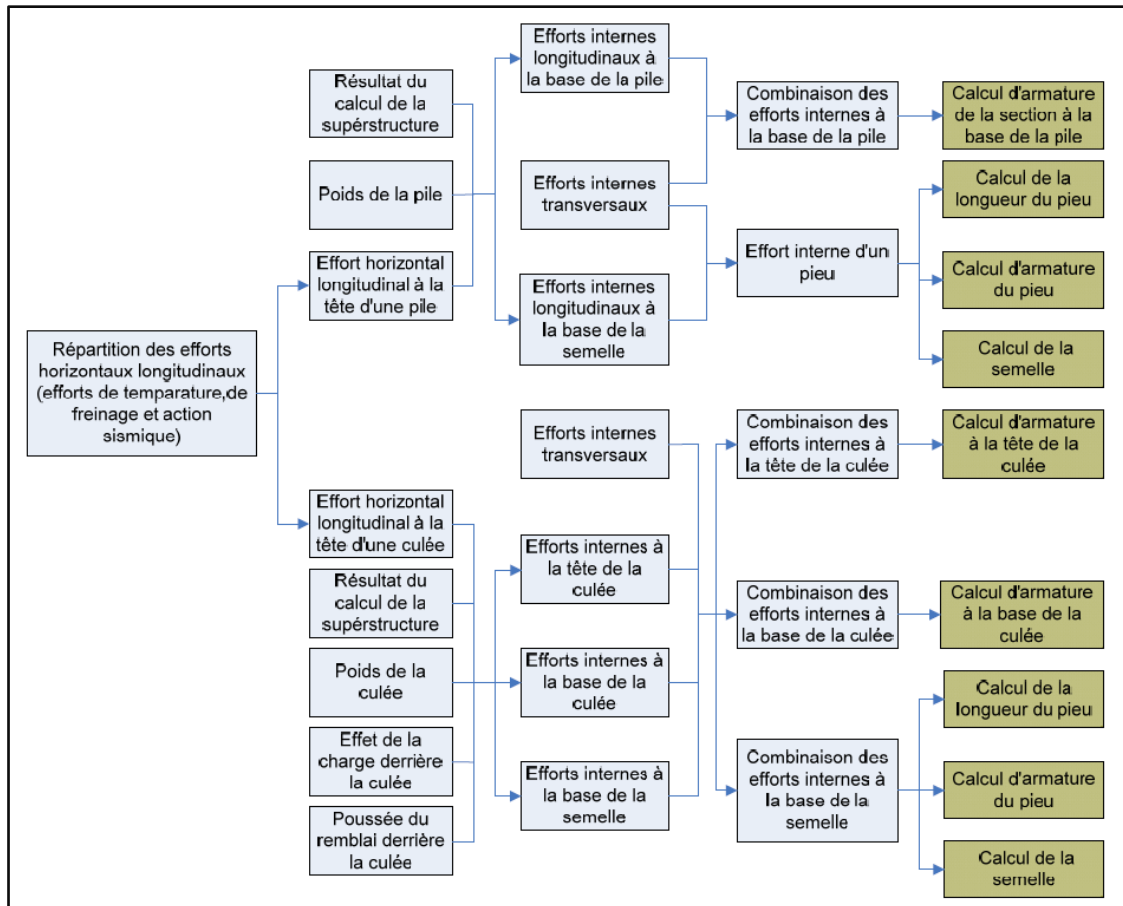


Figure 2.8 : L'organigramme du déroulement du calcul de l'infrastructure du pont établi par FHCC BET (Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016).

3.6 Paramètre de calcul et matériaux de construction

3.6.1 Normes et règles de calcul

Les principales normes et règles utilisées sont contractuelles, on peut citer :

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

3.6.2 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 : préjudiciassions
- Charge d'étude : charge A, B, MC, D
- Variation de température : $\pm 35\text{ }^\circ\text{C}$
- Retrait et fluage (exprimés en différence de température) : $-23\text{ }^\circ\text{C}$

- 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

3.6.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le tableau suivant (tableau 2.5) représente les caractéristiques mécaniques.

Tableau 2.4 : caractéristiques mécaniques

Chevêtre, pile, culée, mur garde grève, semelle, dalle de transition	Pieu	Appareil d'appui	Remblai derrière culée
Béton : $f_{c28} = 27.0 \text{ MPa}$ Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_{\text{Béton armée}} = 25 \text{ KN/m}^3$.	Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ MPa}$ Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$, $\gamma_{\text{Béton armée}} = 25 \text{ KN/m}^3$.	Elastomère : $G_{\text{sismique}} = 1.2 \text{ MPa}$ $G_{\text{statique}} = 0.9 \text{ MPa}$.	Angle de frottement interne du sol : 30.0° Poids volumique du sol $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

3.6.3.1 Les chevêtres

Le calcul consiste à étudier un chevêtre de la pile N°7 avec la largeur de la plate-forme en bloc, la travée de 27.5m et le biais de 0° . Ils ont considéré la structure d'ensemble similaire de chevêtre et de corps de pile comme modèle d'analyse en utilisant le logiciel Robot Millenium 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, la pile creuse de la paroi mince est adoptée avec une largeur de $l=770\text{cm}$ et une épaisseur de $w=180\text{cm}$. En effet, la poutre en T est appliquée pour la superstructure qu'il y a 7 poutres sur le demi tablier transversal avec $E=192\text{cm}$ de l'espace des poutres. La largeur de la hanche du chevêtre $L_1=327\text{cm}$, la hauteur $H_1=100\text{cm}$. La distance axiale entre l'appui et le chevêtre $e=75\text{cm}$.

La figure ci-dessous (figure 2.9) présente un plan discret de chevêtre. (**Rapport note de calcul viaduc 4.0 (CHEVETRE), Avril 2016**)

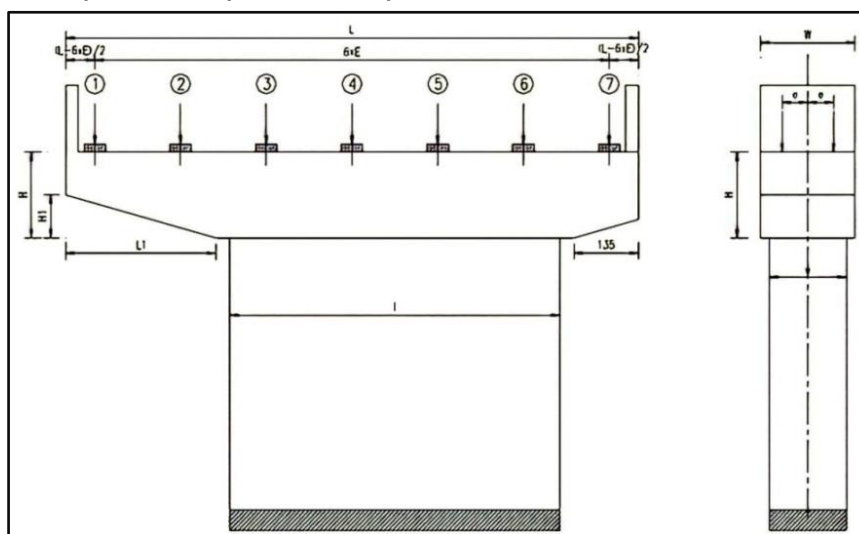


Figure 2.9 : Plan détaillant la géométrie du chevêtre de la pile 7

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.

3.6.3.2 Les piles

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 pour les dimensions et les types des piles. **(Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016)** Voir la (figure 2.10) et la (figure 2.11).

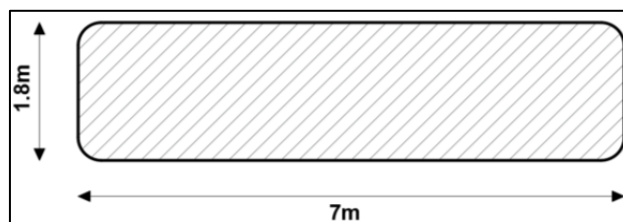


Figure 2.10 : La section de la pile pleine

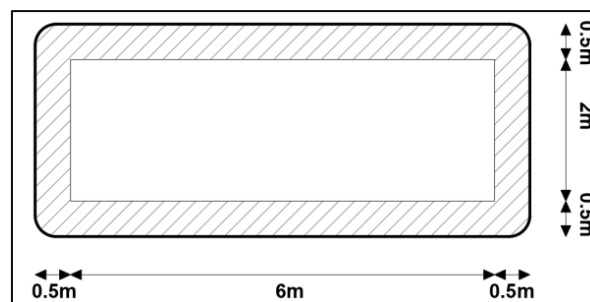


Figure 2.11 : La section de la pile creuse

Le tableau suivant (tableau 2.5) présente les types de chaque pile et leur hauteur.

Tableau 2.5 : les différentes hauteurs des piles

		Pile1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7
Pile droite	Type	Pleine	Creuse	Creuse	Creuse	Creuse	Creuse	Pleine
	H (m)	12.25	14.75	25.75	40.25	35.25	18.25	5.75
Pile gauche	Type	Pleine	Pleine	Creuse	Creuse	Creuse	Creuse	Pleine
	H (m)	9.25	11.75	22.75	35.25	35.25	18.25	4.75
H (m) (chevêtre)		1.75						

4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a pu présenter les caractéristiques de notre cas d'étude à savoir les caractéristiques topographiques, géomorphologiques, lithologiques ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction d'un viaduc.

Dans le chapitre qui suit, nous allons présenter la méthodologie et les outils de calcul analytique et numérique pour les fondations profondes.

CHAPITRE 3

Méthodologie et outils de calcul

1. Introduction

Dans notre travail, le calcul de la capacité portante est basé sur la théorie qui utilise le calcul analytique par les méthodes pressiométrique et traditionnelle puis le calcul par les logiciels.

Le chapitre est présenté comme suit, la méthodologie de calcul selon les trois réglemets (DTU13.2, EUROCODE 7 et FASCICULE 62. Titre V) puis les outils de calcul (GEOFOND 1.22, GEO5 et PLAXIS 2D V20).

2. Méthodologie

2.1 La méthode pressiométrique selon DTU 13.2

❖ Calcul de la charge limite Q_l

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, et selon (AFNOR, 1990) on a :

$$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.1)$$

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.

a. La charge limite de la pointe

La charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A \cdot q_p \dots \dots \dots (3.2)$$

Où :

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

q_p : contrainte limite, se fait par la formule :

$$q_p - q_0 = K(P_{le} - P_0) \dots \dots \dots (3.3)$$

Où :

q_0 et P_0 : sont les pressions horizontales et verticales totales des terres, ces termes sont négligés

K : Facteur de portance.

P_{le} : Pression limite équivalente.

Pression limite équivalente P_{le} elle est déterminée de la manière suivante :

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} \times P_{l2} \times P_{l3}} \dots \dots \dots (3.4)$$

Avec P_{l1} et P_{l2} et P_{l3} sont les pressions limites mesurées un mètre au-dessus de la pointe du pieu, au niveau de la pointe et un mètre en-dessous.

Le facteur de portance est déterminé par la courbe (figure 3.1) ci-dessous :

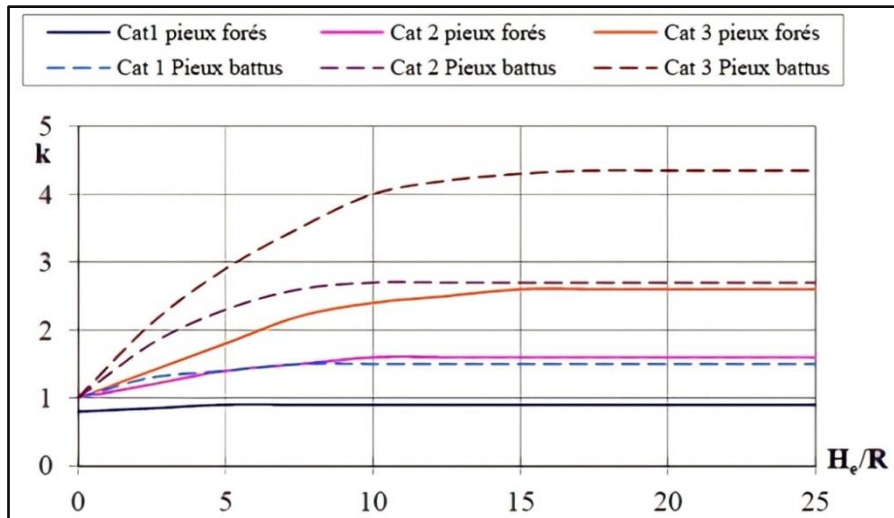


Figure 3. 1 : Valeurs du facteur de portance K

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.

Les sols sont classés en trois catégories définies dans le (tableau 3.1) suivant, incluant la nature et la pression limite du sol. Pour les sols intermédiaires, il est recommandé d'interpoler :

Tableau 3. 1 : Catégorie des sols selon la nature et la pression limite

Pression limite P_l (MPa)	Nature des sols	Catégorie
<0,7 <0,8 <0,7	Argile molle Limon et craie molle Sable argileux et limoneux ou vasard 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

b. La charge limite de frottement latéral

Le frottement latéral total est donné par la formule :

$$Q_s = P \sum_i^n h_i \times q_s \dots \dots \dots (3.5)$$

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 obtenu à partir de la pression limite par le (tableau 3.2) et les courbes (figure 3.2) et (figure 3.3) suivants :

Tableau 3. 2 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s

Nature du Sol	Pression limite P_1 (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	$\geq D$
Sable et grave compacts à très compacts	>2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	$\geq D$
Craie altérée à fragmentée	>1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	$\geq D$
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	$\geq F$	> F
Roche fragmentée	>4,5	F	-	-	-	-	$\geq F$	> F

* Les valeurs entre parenthèse 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.

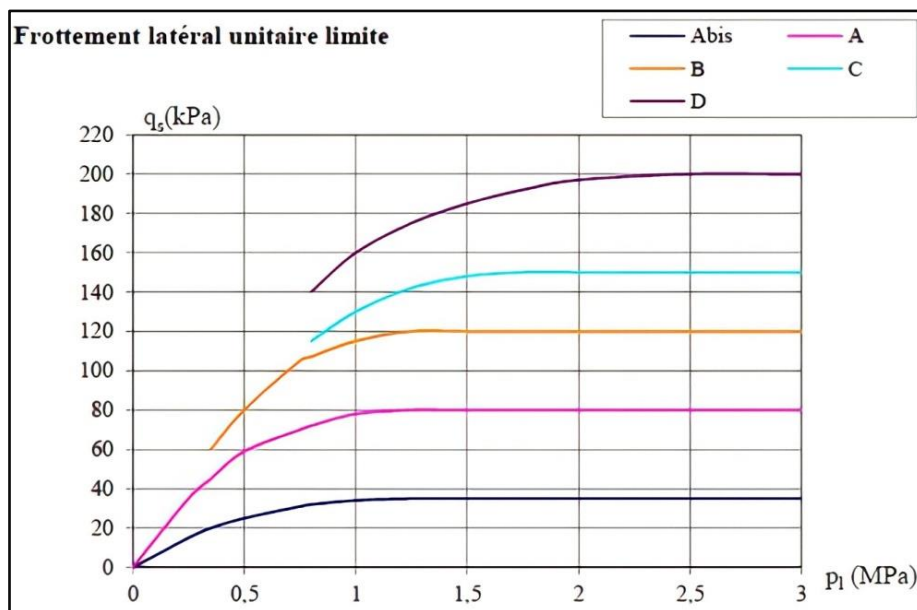


Figure 3. 2 : Valeur de q_s selon les courbes A bis, A, B, C, D

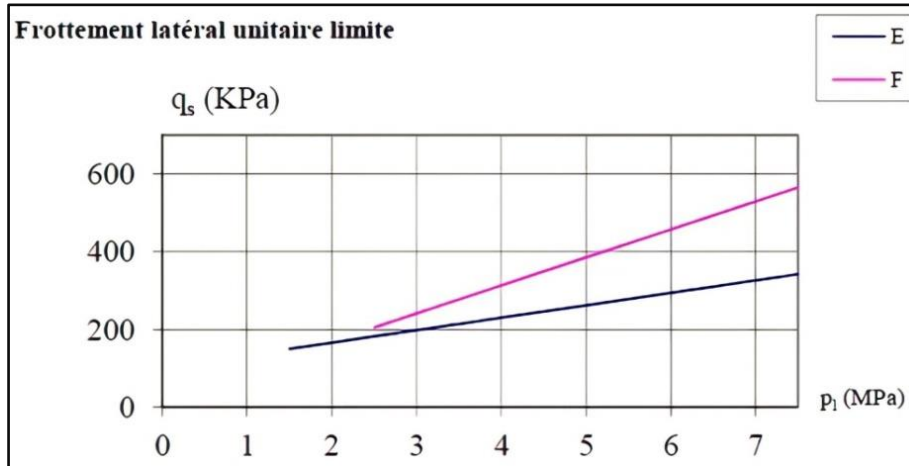


Figure 3.3 : Valeur de q_s selon les courbes E et F

Ces courbes correspondent aux fonctions suivantes :

Pour (E) : $q_s = 0.032P_l + 1.02 \cdot 10^5 Pa \dots \dots \dots (3.6)$

Pour (F) : $q_s = 0.072P_l + 0.25 \cdot 10^5 Pa \dots \dots \dots (3.7)$

❖ **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) :

$$Q_{adm.ELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s \dots \dots \dots (3.8)$$

✓ A l'état limites de service (ELS) :

$$Q_{adm.ELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s \dots \dots \dots (3.9)$$

2.2 La méthode pressiometrique selon le Fascicule 62-Titre V

❖ **Calcul de la charge limite Q_u et la charge fluage Q_c (AFNOR, 1990)**

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

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.10)$$

Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s \dots \dots \dots (3.11)$$

Pour un pieu mis en place avec refoulement du sol :

$$Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s \dots \dots \dots (3.12)$$

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.

a. La charge limite de la pointe

La charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = \rho \times A \times K_p \times P_{le}^* \dots \dots \dots (3.13)$$

Où :

ρ : un coefficient réducteur, défini par le (tableau 3.3) ci-dessous :

Tableau 3. 3 : valeur de coefficient réducteur ρ

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 : 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 3.4) ci-dessous :

Tableau 3. 4 : 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
Marnes, Marno-calcaire		1.80	2.60
Roche altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

(Les valeurs de K_p retenues par défaut pour les roches altérées dans GEOFOND sont 1,1 pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol, et 1,8 pour les éléments mis en œuvre avec refoulement du sol).

P_{le}^* : C'est une pression limite nette équivalente moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.14)$$

Avec :

P_{le}^* : 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.

b. La charge limite de frottement latéral

Le frottement latéral total est donné par la formule :

$$Q_s = \rho' \cdot P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.15)$$

avec :

ρ' : un coefficient réducteur, défini par le (tableau 3.5) ci-dessous :

Tableau 3. 5 : Valeurs de coefficient réducteur ρ'

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 , calculé selon le (tableau 3.6) suivant :

Tableau 3. 6 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (Principaux types de pieux utilisés en ouvrage 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	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) :

$$\text{Si } \frac{P_l}{P_n} \leq 1 \Rightarrow q_s = q_{sn} \times \frac{P_l}{P_n} \times \left(2 - \frac{P_l}{P_n}\right) \dots \dots \dots (3.16)$$

$$\text{Si } \frac{P_l}{P_n} > 1 \Rightarrow q_s = q_{sn} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$\text{avec : } q_{sn} = 0.04 \times n \text{ [MPa]} \dots \dots \dots (3.18)$$

$$p_n = (1 + 0.5n) \text{ [MPa]} \dots \dots \dots (3.19)$$

$$\text{Courbe Q5 : } q_s = \min\left(\frac{P_l - 0.2}{9}; \frac{P_l + 3.3}{32}\right) \dots \dots \dots (3.20)$$

$$\text{Courbe Q6 : } q_s = \min\left(\frac{P_l + 0.4}{10}; \frac{P_l + 4.0}{30}\right) \dots \dots \dots (3.21)$$

$$\text{Courbe Q7 : } q_s = \frac{P_l + 0.4}{10} \dots \dots \dots (3.22)$$

❖ Calcul de la charge aux états limites

La charge s'exprime par les formules :

À l'état limites ultime (ELU) :

$$Q_{ELU.Fondamental} \leq \frac{Q_u}{1.4} \dots \dots \dots (3.23)$$

$$Q_{ELU.Accidentelle} \leq \frac{Q_u}{1.2} \dots \dots \dots (3.24)$$

À l'état limites de service (ELS) :

$$Q_{ELS.Rare} \leq \frac{Q_c}{1.1} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$Q_{ELS.Permanent} \leq \frac{Q_c}{1.4} \dots \dots \dots (3.26)$$

2.3 La méthode pressiométrique selon la norme NF P 94-262 (Eurocode 7)

❖ Capacité portante ultime déduite des essais in-situ (AFNOR, 1990)

a. Calcul de la résistance de pointe

La charge résistance de la pointe est donnée par la formule :

$$R_b = A_b \times q_b \dots \dots \dots (3.27)$$

avec :

A_b : surface de base de la fondation

q_b : valeur pression de rupture du terrain à la base du pieu, se fait par la formule :

$$q_b = K_p \times P_{le}^* \dots \dots \dots (3.28)$$

avec :

P_{le}^* : pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.29)$$

avec :

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

$P_l^*(z)$: profil des pressions limites nettes

D : profondeur de la fondation

$a = \max(B/2 ; 0.5)$

$b = \min\{a, h\}$ où h est la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse.

k_p : facteur de portance

Si $D_{ef}/B \geq 5$

$$K_p(D_{ef}/B) = K_{p.max} \dots \dots \dots (3.30)$$

Si $D_{ef}/B < 5$

$$K_p(D_{ef}/B) = 1 + \frac{(K_{p.max} - 1)(D_{ef}/B)}{5} \dots \dots \dots (3.31)$$

Avec :

B : largeur de la base du pieu

D_{ef} : hauteur d'encastrement effective :

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{le}^*} \int_{D-h_d}^D P_l^*(z). dz \dots \dots \dots (3.32)$$

avec h_d qui désigne une longueur égale à $10B$.

Valeur du facteur de portance pressiométrique maximum (k_{pmax}) est donnée par le (tableau 3.7) ci-dessous d'après la classification du pieu selon le (tableau 3.8):

Tableau 3. 7 : Facteur de portance K_{pmax} (AFNOR, 1990)

Terrain	Sols	Sols	Craie	Marne et calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
Classe de pieu	intermédiaires Argile Limon	intermédiaires Sable Grave			
1	1,15 (2)	1.1 (2)	1,45 (2)	1,45 (2)	1,45 (2)
2	1.3	1.65	1.6	1.6	2.0
3	1.55	3.2	2.35	2.10	2.10
4	1.35	3.10	2.30	2.30	2.30
5 (1)	1,0	1.9	1.4	1.4	1.2
6 (1)	1.2	3.10	1.70	2.20	1.50
7 (1)	1,0	1,0	1,0	1,0	1.2
8	1,15 (2)	1.1 (2)	1,45 (2)	1,45 (2)	1,45 (2)

(1) pour les pieux de type battu ouvert, profil H battu et palplanche battue, mise en œuvre par vibrofonçage, un abattement de 50 % est fait sur la valeur du K_p
 (2) Pour les micropieux, la résistance de pointe est négligée

Tableau 3. 8 : Classes et catégories de pieux (AFNOR, 1990)

Classes	Catégories	Technique de mise en œuvre
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)
	2	Foré boue (pieux et barrettes)
	3	Foré tubé (virole perdue)
	4	Foré tubé (virole récupérée)
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits
2	6	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation
3	7	Vissé moulé
	8	Vissé tubé
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint
	10	Battu enrobé (béton, mortier, coulis)
	11	Battu moulé
	12	Battu acier ouvert
5	13	Battu acier ouvert
6	14	H battu
	15	H battu injecté IGU ou IRS
7	16	Palplanches battues
Ibis	17	Micro pieu type I
	18	Micro pieu type II
8	19	Pieu ou micro pieu injecté (type III)
	20	Pieu ou micro pieu injecté (type IV)

b. Résistance de frottement axial

La résistance de frottement axial est donnée par la formule :

$$R_s = p_s \int_0^D q_s(z). dz \dots \dots \dots (3.33)$$

avec :

P_s : périmètre du fût du pieu

D : longueur de la fondation contenue dans le terrain

$q_s(z)$: frottement axial unitaire limite à la cote z :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} \times f_{\text{sol}}(P_l^*(z)) \dots \dots \dots (3.34)$$

avec $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ paramètre adimensionnel qui dépend du type de pieu et du type de sol. Ce paramètre est défini dans le (tableau 3.9) suivant :

Tableau 3.9 : Les valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}}$

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Sols Intermédiaires Argile Limons	Sols Intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	FS	Foré simple (pieux et barrettes)	1.1	1	1.8	1.5	1.6
2	FB	Foré boue (pieux et barrettes)	1.25	1.4	1.8	1.5	1.5
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	0.7	0.6	0.5	0.9	-
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	1.25	1.4	1.7	1.4	-
5	FSR, FBR, PU	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1.3	-	-	-	-
6	FTC, FTCD	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	1.5	1.8	2.1	1.6	1.6
7	VM	Vissé moulé	1.9	2.1	1.7	1.7	-
8	VT	Vissé tubé	0.6	0.6	1	0.7	-
9	BPF, BPR	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1.1	1.4	1	0.9	-
10	BE	Battu enrobé (béton, mortier, coulis)	2	2.1	1.7	1.7	-
11	BM	Battu moulé	1.2	1.4	2.1	1	-
12	BAF	Battu acier ouvert	0.8	1.2	0.4	0.9	-
13	BAO (1)	Battu acier ouvert	1.2	0.7	0.5	1	1
14	HB (1)	H battu	1.1	1	0.4	1	0.9
15	HBI	H battu injecté IGU ou IRS	2.7	2.9	2.4	2.4	2.4
16	PP (1)	Palplanches battues	0.9	0.8	0.4	1.2	1.2
17	M1	Micro pieu type I	-	-	-	-	-
18	M2	Micro pieu type II	-	-	-	-	-
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micro pieu injecté (type III)	2.7	2.9	2.4	2.4	2.4
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micro pieu injecté (type IV)	3.4	3.8	3.1	3.1	3.1

(1) les pieux de type BAO, HB et PP mise en œuvre par vibrofonçage un abattement de 30 % est fait sur le qs.
(2) Pour les pieux de grande longueur (pieu > 25 m) un abattement de 50% est fait sur la partie située à 25 m ou plus au-dessus de la pointe.

$f_{sol}(p_l^*(z))$ est fonction du type de pieu et des valeurs de p_l^* à la profondeur z :

$$f_{sol}(P_l^*(z)) = (a \cdot P_l^*(z) + b)(1 - e^{-c \cdot P_l^*(z)}) \dots \dots (3.35)$$

a , b et c sont définis dans le (tableau 3.10) suivant :

Tableau 3. 10 : Les valeurs de a , b et c

Type de sol	Sols Intermédiaires Argile Limons	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire Marneux	Riche altérée ou fragmentée
a	0.003	0.01	0.007	0.008	0.01
b	0.04	0.06	0.07	0.08	0.08
c	3.5	1.2	1.3	3	3

q_s est limité par les valeurs maximales q_{smax} définies dans le (tableau 3.11) suivant :

Tableau 3. 11 : Les valeurs maximales du frottement axial unitaire limite q_{smax}

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Valeurs q_{smax} en (kPa)					
			Argile Limons	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	FS	Foré simple (pieux et barrettes)	90	90	90	20	170	200
2	FB	Foré boue (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	50	50	50	50	90	-
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	90	90	90	170	170	-
5	FSR, FBR, PU	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	90	90	-	-	-	-
6	FTC, FTCD	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	90	90	170	200	200	200
7	VM	Vissé moulé	130	130	200	170	170	-
8	VT	Vissé tubé	50	50	90	90	90	-
9	BPF, BPR	Battu béton préfabriqué ou précontraint	130	130	130	90	90	-
10	BE	Battu enrobé (béton, mortier, coulis)-	170	170	260	200	200	-
11	BM	Battu moulé	90	90	130	260	200	-
12	BAF	Battu acier ouvert	90	90	90	50	90	-
13	BAO (1)	Battu acier ouvert	90	90	50	50	90	90
14	HB (1)	H battu	90	90	130	50	90	90
15	HBi	H battu injecté IGU ou IRS	200	200	380	320	320	320
16	PP (1)	Palplanches battues	90	90	50	50	90	90
17	M1	Micro pieu type I	-	-	-	-	-	-
18	M2	Micro pieu type II	-	-	-	-	-	-
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micro pieu injecté (type III)	200	200	380	320	320	320
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micro pieu injecté (type IV)	200	200	440	440	440	500

❖ **Capacité portante ultime d'après des résultats des essais exécutés sur le sol : Procédure (modèle de pieu)**

a. Calcul de valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ et $R_{t;k}$

- En compression :

$$R_{c;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \min \left\{ \frac{(R_c)_{moyen}}{\xi_3}; \frac{(R_c)_{min}}{\xi_4} \right\} \dots \dots \dots (3.36)$$

- En traction :

$$R_{t;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \min \left\{ \frac{(R_s)_{moyen}}{\xi_3}; \frac{(R_s)_{min}}{\xi_4} \right\} \dots \dots \dots (3.37)$$

avec :

$$(R_c)_{moyen} = (R_b)_{moyen} + (R_s)_{moyen} \dots \dots \dots (3.38)$$

$$(R_c)_{min} = (R_b)_{min} + (R_s)_{min} \dots \dots \dots (3.39)$$

ξ_3 et ξ_4 : les valeurs des facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation et du nombre d'essais et sont obtenues à partir de la relation suivante :

$$\xi_i(N, S) = 1 + [\xi'_i(N) - 1] \times \sqrt{S/S_{réf}} \dots \dots \dots (3.40)$$

avec :

S : la surface d'investigations géotechniques

$S_{réf}$: correspond à une surface de référence prise égale à 2500 m².

Avec ξ'_3 et ξ'_4 sont des coefficients partiels dépendant du nombre d'essais donnés dans le (tableau 3.12) suivant :

Tableau 3. 12 : Les valeurs des facteurs de corrélation ξ'_3 et ξ'_4

N (Nombre d'essais)	1	2	3	4	5 à 6	7 à 9	≥10
ξ'_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
ξ'_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

$\gamma_{R;d1}$: Le coefficient partiel défini au (tableau 3.13) suivant :

Tableau 3. 13 : Les valeurs du coefficient partiel $\gamma_{R;d1}$

	$\gamma_{R;d1}$ compression	$\gamma_{R;d1}$ traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15)	1.15	1.4
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15, 17, 18, 19 et 20)	1.4	1.7
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2.0	2.0

b. Résistance de frottement axial caractéristique $R_{s;k}$ et de pointe caractéristique $R_{b;k}$

$$R_{s;k} = \frac{(R_s)_{moyen}}{(R_c)_{moyen}} \times R_{c;k} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$R_{b;k} = \frac{(R_b)_{moyen}}{(R_c)_{moyen}} \times R_{c;k} \dots \dots \dots (3.42)$$

avec :

$(R_s)_{moyen}$: résistance moyenne de frottement axial

$(R_b)_{moyen}$: résistance moyenne de la pointe

$(R_c)_{moyen}$: résistance moyenne en compression

$R_{c;k}$: résistance en compression caractéristique

c. Calcul de la capacité portante à l'ELU

- En compression :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{s;k} + R_{b;k}}{\gamma_t} \dots \dots \dots (3.43)$$

- En traction :

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s;t}} \dots \dots \dots (3.44)$$

γ_t ; $\gamma_{s;t}$ les valeurs des facteurs partiels pour la résistance en compression et traction sont donnée dans le (tableau 3.14) suivant :

Tableau 3. 14 : les valeurs des facteurs partiels γ_t ; $\gamma_{s;t}$

	γ_t	$\gamma_{s;t}$
Situations durables et transitoires ou situations sismiques	1.1	1.15
Situations accidentelles	1.0	1.05

d. Calcul de la charge de fluage à l'ELS

- En compression :

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \dots \dots \dots (3.45)$$

- En traction :

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}} \dots \dots \dots (3.46)$$

avec :

$R_{c;cr;k}$: valeur caractéristique de la charge de fluage en compression :

- Sans refoulement de sol :

$$R_{c;cr;k} = 0.5R_{b;k} + 0.7R_{s;k} \dots \dots \dots (3.47)$$

- Avec refoulement de sol :

$$R_{c;cr;k} = 0.7R_{b;k} + 0.7R_{s;k} \dots \dots \dots (3.48)$$

$R_{t;cr;k}$: valeur caractéristique de la charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;k} = 0.7R_{s;k} \dots \dots \dots (3.49)$$

γ_{cr} ; $\gamma_{s;cr}$ les valeurs des facteurs partiels pour la charge de fluage en compression et traction sont donnée dans le (tableau 3.15) suivant :

Tableau 3. 15 : les valeurs des facteurs partiels γ_{cr} ; $\gamma_{s;cr}$

	γ_{cr}	$\gamma_{s;cr}$
Combinaisons caractéristiques	0.9	1.1
Combinaisons quasi-permanentes	1.1	1.5

2.4 La méthode traditionnelle (C' et ϕ') selon DTU 12.3

❖ La charge limite d'un pieu Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.50)$$

a. Calcul de la charge de pointe Q_p

$$Q_p = A. q_p \dots \dots \dots (3.51)$$

➤ Lorsque l'ancrage D est supérieur ou égal à l'ancrage critique ($D_c = 3B$), la contrainte limite de pointe q_p est calculée :

- Pour les sols pulvérulents et sols cohérents :

$$q_p = a. N_{q,max} + \lambda. C. N_{c,max} \dots \dots \dots (3.52)$$

- Pour les sols purement cohérents (C_{uu}) :

$$q_p = 7. \lambda. C_{uu} \dots \dots \dots (3.53)$$

➤ Lorsque D est inférieure à D_c , La résistance de pointe est déterminée par la formule :

$$q_p = a \times \frac{D}{D_c} \times N_{q,max} + \lambda. C \left[N_{c,min} + \frac{D}{D_c} (N_{c,max} - N_{c,min}) \right] \dots \dots \dots (3.54)$$

a : terme constant ayant les dimensions d'une pression $a = 0.05 \text{ MPa}$.

λ : est le coefficient de forme.

- ✓ $\lambda = 1.3$ pour les pieux à section circulaire ou carrée.
- ✓ $\lambda = 1 + 0.3 (B/L)$ pour les barrettes et parois de forme allongée (L est la plus grande dimension de la section horizontale de la fondation).

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

N_{cmin} : c'est le facteur de cohésion minimal

N_{qmax} et N_{cmax} : les facteurs de force portante sans dimension pour la fondation profonde, fonction de l'angle de frottement interne donnée dans le (tableau 3.16) suivant :

Tableau 3. 16 : Valeur de facteur de force N_{qmax} , N_{cmax} et N_{cmin} selon l'angle de frottement

φ en 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	13.8	20.6	32	54	97	190	421	1095
N_{cmin}	5.14	6.5	8.5	11	15	21	30	46	75	135

Dans le cas où N_{qmax} et N_{cmax} ne figurent pas dans le tableau, nous utilisons les deux équations suivantes :

$$N_{q,max} = 10^{3.04.tang\varphi} \dots \dots \dots (3.55)$$

$$N_{c,max} = \frac{N_{qmax} - 1}{tang\varphi} \dots \dots \dots (3.56)$$

b. Calcul du frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \sum_i^n h_i \cdot q_{si} \dots \dots \dots (3.57)$$

Les valeurs de q_s sont bornées supérieurement par les limites fixées par les tableaux (tableau 3.17), (tableau 3.18) et (tableau 3.19) :

Tableau 3. 17 : Valeurs des coefficients K_c et α d'après (BUSTAMANTE M., (1981))

Nature du sol	Qc (Kpa)	Facteur de portance $q_p = K_c \cdot q_c$		Coefficient $\alpha \cdot q_s = q_c / \alpha$				Valeur maximale de q_s (Kpa)					
		Pieu foré	Pieu battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	0 à 2000	0.4	0.5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	
Argile moyennement consistante	2000 à 5000	0.35	0.45	40	80	40	80	(80)* 35	(80)* 35	(80)* 35	35	80	≥120
Argile raide à très raide	>5000	0.45	0.55	60	120	60	120	(80)* 35	(80)* 35	(80)* 35	35	80	≥120
Limon ou sable lâche	0 à 2500	0.4	0.5	(60)* 120	150	(80)* 80	(120)* 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2500 à 10000	0.4	0.5	(100)* 120	(200)* 250	100	(200)* 250	(120)* 80	(80)* 35	(120)* 80	80	120	≥120
Sable compact à très compact	>10000	0.3	0.4	150	(300)* 200	150	(300)* 200	(150)* 120	(120)* 80	(150)* 120	120	150	≥120
Craie molle	≤ 5000	0.2	0.3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	
Craie altérée fragmentée	>50000	0.2	0.4	60	80	60	80	(150)* 120	(120)* 80	(150)* 120	120	150	≥120

Les valeurs entre parenthèse 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 resserrement du sol sur le pieu après battage.

Pour les pieux forés $\Phi \geq 1.50m$, les puits coulés à pleine fouille, les barrettes, un abattement de 15% est fait sur ces valeurs

Tableau 3. 18 : Valeurs des coefficients k_c et α et de q_{si} d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle

Nature du fût		Fût en béton			Fût en métallique		
Mode de mise en place		Battu ou injecté faible pression	Foré	Foré en grand diamètre	Profilé H battu	Battu	Foré
Valeur maximale de q_{si} (kPa)		120	100 120 dans la craie	80 100 dans la craie	120	50	25
Nature du sol	Facteur de portance K_c $q_p = K_c \cdot q_c$	Coefficient $\alpha \cdot q_s = q_c / \alpha$					
Argile et craie	0.50	40	60	70	45	80	160
Limon et sols intermédiaire	0.45	50	70	80	55	100	200
Sable lâche $q_c \leq 5 \text{ MPa}$	0.40	80	120	140	90	160	320
Sable moyen $5 \leq q_c \leq 20 \text{ MPa}$	0.40	120	180	200	140	250	500
Sable dense $q_c \geq 20 \text{ MPa}$	0.40	160	240	270	180	330	660
Graves	0.35	160	240	270	180	330	660
Cette colonne concerne les pieux forés $\Phi \geq 1.50 \text{ m}$, Les puits coulés à pleine fouille							

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominants, q_s est donnée par la formule :

$$q_s = \beta \times c_{uu} \dots \dots \dots (3.58)$$

avec β coefficient généralement ≥ 1 , le tableau suivant (tableau 3.19) présente les valeurs de β selon le type de pieu

Tableau 3. 19 : La valeur de β

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

❖ **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) :

$$Q_{adm.ELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s \dots \dots \dots (3.59)$$

✓ A l'état limites de service (ELS) :

$$Q_{adm.ELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s \dots \dots \dots (3.60)$$

3. Outils de calcul de la capacité portante des fondations profondes

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères.

Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, Génie Civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc...

Dans ce chapitre, nous allons présenter les principes des codes de calcul utilisés dans notre travail tels que : PLAXIS 2D V2020; GEOFOND 1.22 ; GEO5 V2020. Présentation du code de calcul en éléments finis GEO5.

3.1 Présentation du code de calcul en éléments finis GEO5

3.1.1 Introduction

Le code de calcul GEO5 est une suite de programmes pour l'analyse géotechnique. Chaque programme analyse un type de structure spécifique ce qui rend les programmes faciles à utiliser et intuitifs (GEO5, 2020).

3.1.2 Solutions pour la plupart des problèmes géotechniques

GEO5 résout la majorité des problèmes géotechniques; outre les études courantes (vérification des fondations, des murs, de la stabilité de pentes). La suite comprend également des programmes d'experts (analyse des tunnels, des dommages dus aux effets de construction d'un tunnel, stabilité des pentes rocheuses). Chaque programme de la suite GEO5 résout un type de structure spécifique, ce qui permet à l'utilisateur de ne choisir que les programmes dont il a besoin (GEO5, 2020).

3.1.3 Liste des solutions en utilisant des programmes de la suite GEO5

GEO5 est un code de calcul géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

3.1.3.1 Fondations profondes

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.

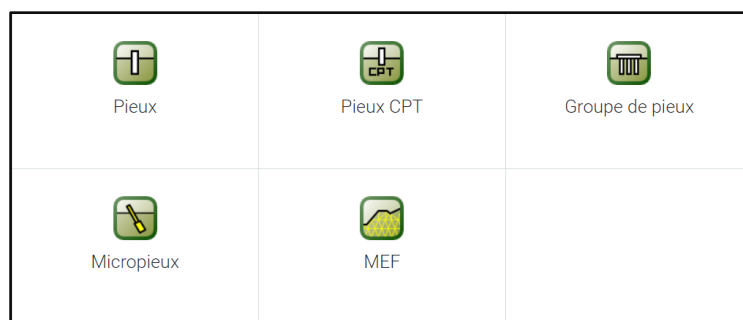


Figure 3. 4 : Programmes pour la conception des fondations profondes (GEO5, 2020)

Le programme Pieux vérifie la capacité portante verticale du pieu en compression et du pieu en traction, le tassement du pieu et la capacité portante horizontale du pieu isolé. Il facilite la conception et la vérification du pieu armé (une barre d'armature).

Le programme Pieux CPT est dédié à la vérification de la capacité portante et du tassement sur la base des résultats d'essai au pénétromètre statique (CPT) et à la vérification de la capacité portante sur la base des résultats d'essai au pénétromètre standard (SPT).

Le programme « Groupe de pieux » effectue l'analyse du groupe de pieux (radier avec dalle rigide) en utilisant la méthode des ressorts (MEF) ou les approches analytiques.

Le programme micro pieux vérifie des micros pieux tubulaires (micro pieux renforcés par un tube en acier). Lors du calcul de la capacité portante des micros pieux, le programme vérifie à la fois la pointe et le fût du micro pieu.

Certaines études (par ex. l'analyse du pieu isolé) peuvent aussi être analysées par la méthode des éléments finis avec le module axisymétrique du programme MEF.

3.1.4 Combinaison des méthodes analytiques et de la MEF

Les méthodes analytiques de calcul permettent aux utilisateurs de concevoir et de vérifier des structures rapidement et efficacement. La structure conçue peut être transférée dans l'application MEF où l'analyse de la structure est réalisée en utilisant la méthode des éléments finis. La comparaison des deux solutions indépendantes augmente la sécurité et l'objectivité de la conception.

3.2 Présentation du code de calcul GEOFOND1.22

3.2.1 Introduction

Le code de calcul GEOFOND, développé par la société GEO5 INGENIEURS CONSEILS, dans le cadre de dimensionnement des fondations qui s'articule autour de deux modules de calculs soit : le module fondations superficielles et le module fondations profondes (**Geofond, 2014**).

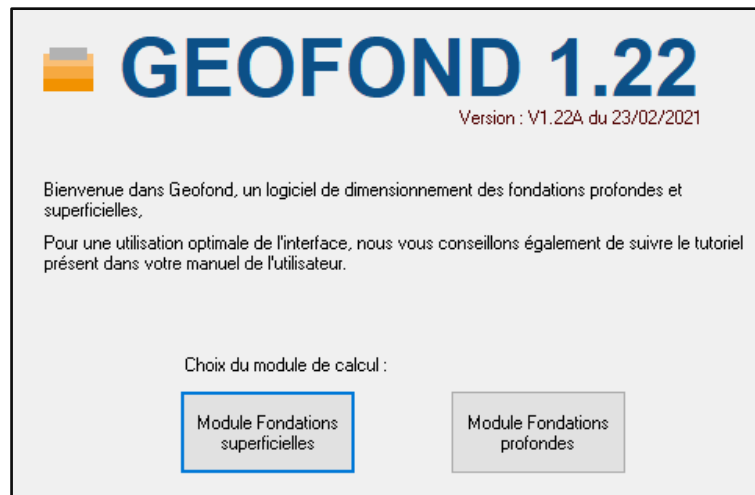


Figure 3. 5 : Présentation des deux modules de calcul (Geofond, 2014)

- **GEOFOND Fondations Superficielles**

Ce logiciel permet de calculer la capacité portante et les tassements de fondations superficielles, semelles ou remblais par différentes méthodes : celles du Fascicule 62, du DTU.12, de la norme d'application française NF P 94 261, mais aussi les méthodes de Terzaghi & Peck, Peck & Bazaraa, Burland, Schmertmann, Meyerhoff...

Le choix de ces méthodes est fonction du calcul à effectuer et du type d'essais à disposition : pressiomètre, pénétromètre statique ou dynamique, SPT, ou les paramètres mécaniques C , φ et E .

- **GEOFOND Fondations Profondes**

Le logiciel GEOFOND permet également de calculer la capacité portante de fondations profondes selon 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.

Le module « groupe de pieux » est associé aux fondations profondes, il permet de vérifier les déplacements, les efforts et les moments maximums dans un groupe de pieux.

Il permet aussi de calculer la capacité portante et le tassement de sol renforcés par des colonnes ballastées, et ce par différentes méthodes, telles que celles de PRIEBE, COPREC-SOFFONS, FHWA, ... Le calcul du tassement de sols renforcés par des inclusions rigides a également été ajouté.

GEOFOND offre la possibilité de réaliser des calculs paramétriques, le logiciel effectue des calculs en série et permet de connaître l'influence des différents paramètres du modèle.

Ce même code de calcul permet également d'effectuer une approche des capacités portantes et tassements par les méthodes probabilistes, c'est-à-dire non pas sous forme d'une valeur déterministe, mais sous forme d'une distribution gaussienne, afin de pouvoir retenir des valeurs de capacité portante ou de tassements en fonction d'une probabilité de dépassement.

3.2.2 Préparation des données

3.2.2.1 L'interface de saisie

L'interface de saisie de GEOFOND se décompose en 4 parties, la barre de menu, la barre d'outils, le tableau de bord, et l'écran de visualisation des données.

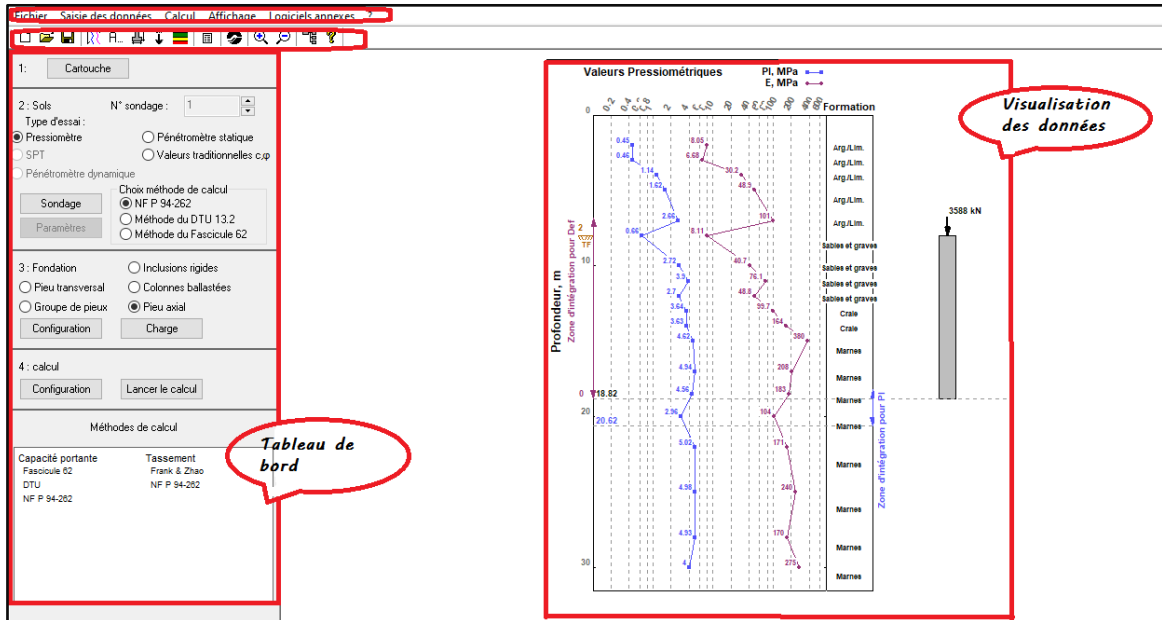


Figure 3. 6 : L'interface de saisie GEOFOND 1.22 (Geofond, 2014)

A. La barre de menu

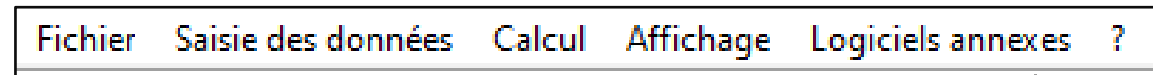


Figure 3. 7 : Barre de menu

- Menu « fichier » :
 - Opérations courantes sur les fichiers
 - Derniers fichiers ouverts
 - Fermer GEOFOND
- Saisie des données :
 - Différents éléments à saisir
 - Paramétrage du mode de calcul
 - Saisie de certaines valeurs par zone
 - Choix du module (fondations superficielles ou fondations profondes)
- Calcul :
 - Lancement du calcul
- Affichage :
 - Choix des éléments d'interface à afficher
 - Gestion du zoom sur l'affichage
- (?)

Informations sur GEOFOND (date, version, ...)

B. La barre d'outils

Cette barre présente les divers raccourcis vers les éléments de la barre de menu :

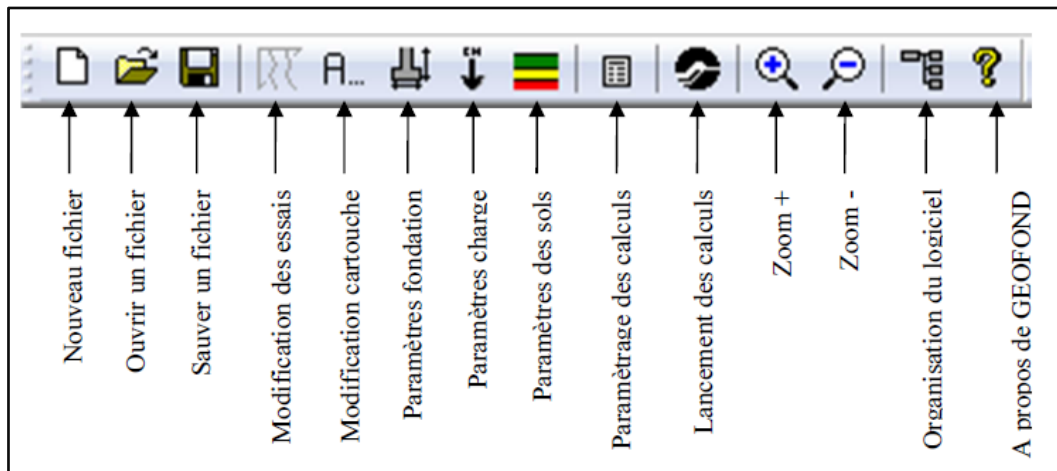


Figure 3. 8 : Les différents éléments de la barre de menu (Geofond, 2014)

C. Le tableau de bord

Cet élément de l'interface permet de guider l'utilisateur à travers les différentes étapes de création d'un fichier de calcul.

1:	<input type="text" value="Cartouche"/>
2 : Sols	
Type d'essai :	
<input checked="" type="radio"/> Pressiomètre	<input type="radio"/> Pénétromètre statique
<input type="radio"/> SPT	<input type="radio"/> Valeurs traditionnelles c,φ
<input type="radio"/> Pénétromètre dynamique	
<input type="button" value="Sondage"/>	Choix méthode de calcul
<input type="button" value="Paramètres"/>	<input type="radio"/> NF P 94-262
	<input type="radio"/> Méthode du DTU 13.2
	<input type="radio"/> Méthode du Fascicule 62
3 : Fondation	<input type="radio"/> Inclusions rigides
<input type="radio"/> Pieu transversal	<input type="radio"/> Colonnes ballastées
<input type="radio"/> Groupe de pieux	<input checked="" type="radio"/> Pieu axial
<input type="button" value="Configuration"/>	<input type="button" value="Charge"/>
4 : calcul	
<input type="button" value="Configuration"/>	<input type="button" value="Lancer le calcul"/>

Figure 3. 9 : Tableau de bord

3.2.2.2 Saisie de cartouche

Saisissez dans cette fenêtre les diverses informations qui figureront dans le cartouche, tout en bas de la fenêtre des résultats.

Saisie du cartouche

Titre du calcul :

Lignes de commentaires :

Référence de l'affaire : Initiales de l'utilisateur :

Type de figure : Numéro de figure :

Figure 3. 10 : fenêtre pour définition de cartouche

3.2.2.3 Les sondages

A. Saisie des données

Cette boîte de dialogue permet de saisir les résultats des différents essais in situ réalisés. Même si l'allure de cette boîte peut être sensiblement différente suivant les options choisies, la manière de saisir reste identique (**Geofond, 2014**).

Définition des valeurs pressiométriques

Type de modélisation
 Pieu modèle Modèle de terrain Surface des investigations géotechniques S (m²)

N° sondage :

Nouvel élément

Profondeur (m) →

Pression limite Pl (MPa)

Module E (MPa)

Formation (au-dessous)

	Profondeur (m)	pl (MPa)	E (MPa)	Formation
1	2	0.45	8.05	Argile, limons
2	3	0.46	6.682	Argile, limons
3	4	1.14	30.21	Argile, limons
4	5	1.62	48.878	Argile, limons
5	7	2.66	101.31	Argile, limons
6	8	0.66	8.105	Argile, limons
7	10	2.72	40.657	Argile, limons
8	11	3.9	76.099	Argile, limons
9	12	2.7	48.814	Argile, limons
10	13	3.64	99.724	Craie
11	14	3.63	164.12	Craie
12	15	4.62	276.628	Craie

Figure 3. 11 : définition des valeurs pressiométrique

Le cadre « Nouvel élément » permet de saisir les données concernant une profondeur donnée.

Un simple clic sur une valeur dans le tableau, permet de la modifier.

Il est ensuite possible de « naviguer » dans cette liste en utilisant les touches directionnelles, la touche « entrée » ou la touche « tabulation ».

La navigation sur la dernière ligne ajoutera automatiquement un nouvel élément reprenant les valeurs de la ligne précédente.

Ce mode de saisie est identique pour les deux modules de calcul (fondations superficielles et fondations profondes). Les paramètres à saisir et les options de calcul varient en fonction des spécificités propres aux différents types de fondations.

3.2.2.4 Saisie de la fondation profonde

A. 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 ».

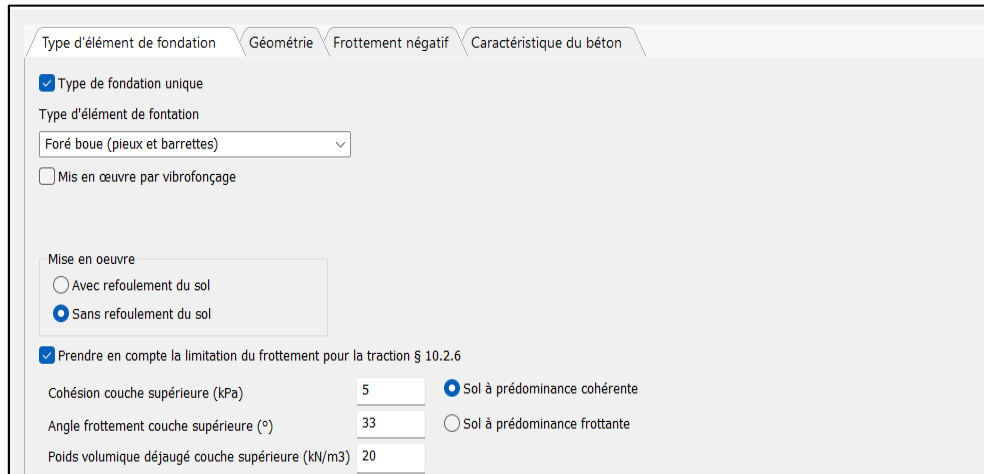


Figure 3. 12 : Fenêtre de la définition de la fondation

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.

B. Type d'élément de fondation

Le premier onglet permet la définition du type de fondation. Par la suite, un choix doit être fait sur la fondation adaptée dans le menu déroulant.

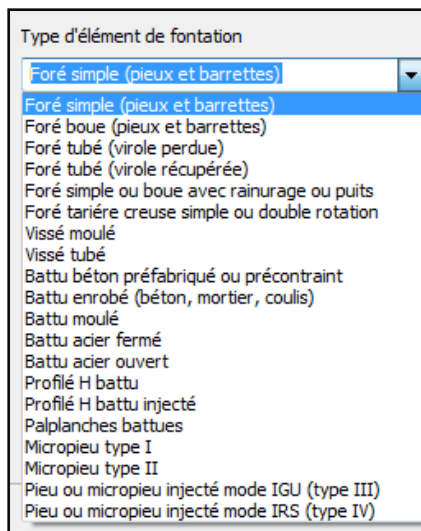


Figure 3. 13 : type d'éléments de fondation proposés

C. Géométrie

L'onglet « géométrie » permet de définir l'ensemble des caractéristiques géométriques de la fondation.

The screenshot shows the 'Géométrie' tab with the following parameters:

- Type d'élément de fondation: Géométrie
- Profondeur du TF (m): 3.02 (/ au TN) = 0 si TN = TF, >0 si déblai, <0 si remblai
- Profondeur de la base (m): 10.8 (/ au TF)
- Encastrement dans la formation porteuse (m): 10.8 Prendre en compte l'encastrement dans la formation porteuse
- Hauteur où le frottement est négligé (m): 0 (/ au TF)
- Module d'Young (MPa): 32000 Module variant avec la profondeur
- Section circulaire ou carré: (selected)
- Barrettes et parois de forme allongée:
- Largeur de la base B (m): 1.2 Largeur différente en pointe
- Périmètre (m): $\pi * B$ (valeurs ou expressions en fonction de B et/ou L, largeur et longueur de la base)
- Sections en pointe (m²): $\pi * (B/2)^2$

Figure 3. 14 : fenêtre spécifiant la géométrie de fondation

D. Frottement négatif

Le troisième onglet 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 de 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 d'utiliser GEOFOND module fondations superficielles) (Geofond, 2014).

The screenshot shows the 'Frottement négatif' tab with the following parameters:

- Prendre en compte le frottement négatif
- Surcharge uniforme p0 (kPa): 0
- Nappe (m) : (/ au TN) 0
- Profondeur limite de calcul (m) : (/ au TF) 0
- Frottement négatif sur un élément au sein d'un groupe
- Configuration des Sols button

Figure 3. 15 : fenêtre du frottement négative

E. 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.

Figure 3. 16 : Caractéristiques du béton

F. 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 ».

Figure 3. 17 : fenêtre charge le pieu

Il est possible soit de vérifier la capacité portante pour toutes les charges ou non, en cochant ou décochant la case « Vérifier les charges suivante ».

Notons que le non saisi de données de charges, la vérification de capacité portante n'est pas réalisée (même si la case est cochée). Dans ce cas, seule la valeur admissible sera calculée par le code de calcul.

En choisissant le référentiel de la norme NF P 94-262, le code de calcul permet également de prendre en compte les charges sismiques. Enfin, il faut choisir pour quelle charge le tassement sera calculé. Les charges sont à rentrer en MN (**Geofond, 2014**).

3.2.2.5 Saisie du groupe de pieux

La définition d'un groupe de pieux 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 → Groupe Pieux ». L'accès est donné par la suite à la fenêtre de saisie suivant :

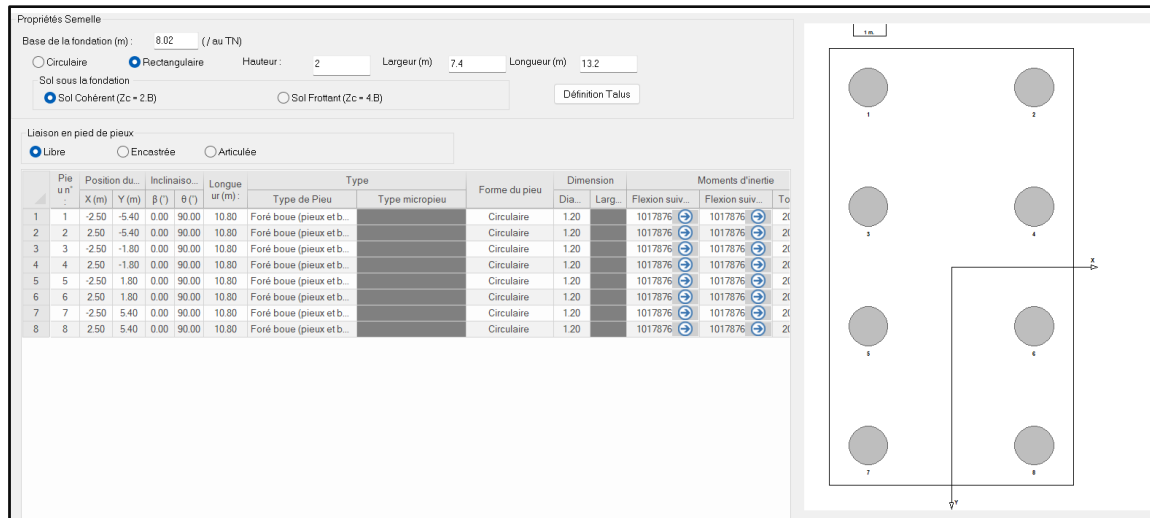


Figure 3. 18 : fenêtre groupe de pieux

L'ensemble des informations permettant la définition de chaque pieu (dimension, position, type et caractéristiques) doivent être impérativement communiqués.

Le facteur lambda est un facteur de forme permettant le calcul de la rigidité verticale d'un pieu. Les propriétés de la semelle peuvent être entrées mais n'interviennent pas dans le calcul. Le pieu apparaît avec son repère local en vert.

Il est possible de visualiser le groupe de pieux en vue 3D en cliquant sur le bouton Vue 3D. La saisie des charges est disponible en cliquant sur « Fondation -> Charges » ou dans le menu « Saisie des données » puis « Charges » (Geofond, 2014).

n°	Combinaisons état-limites	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Durée	Coeff kh/k...	2nd palier
1	E.L.S. quasi permanent	0.00	0.00	22304.00	0.00	10156.20	3882.20	Long terme	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>
2	E.L.U. durable et transitoire	0.00	0.00	30060.60	0.00	13710.90	5292.20	Long terme	1.00	<input type="checkbox"/>

Figure 3. 19 : chargement de la semelle

Cette fenêtre permet la saisie des différentes combinaisons de charges (ELS ou ELU) et donne également la possibilité de visualiser en 3D le groupe de pieux, la semelle et les efforts.

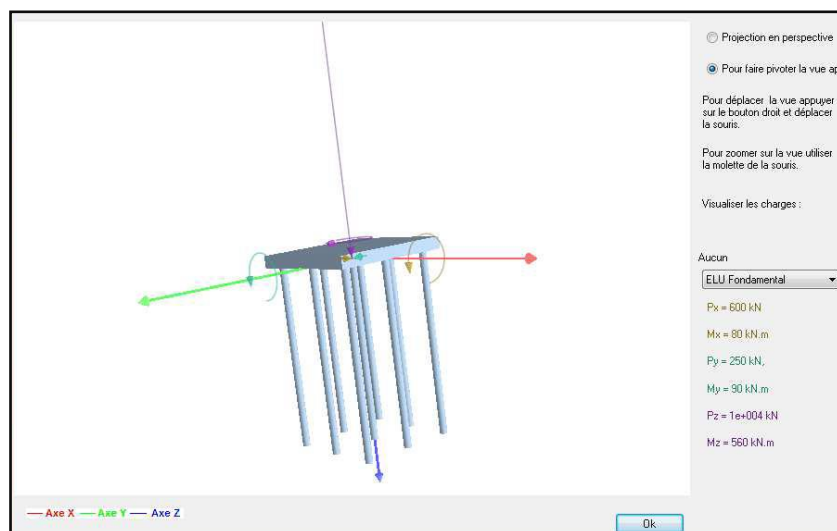


Figure 3. 20 : vue 3D d'un groupe de pieux

Il est possible de modifier cette vue à l'aide de la souris. En déplaçant la souris en maintenant le bouton gauche de la souris. Cela provoque une rotation autour des axes XYZ.

En déplaçant la souris en maintenant le bouton gauche de la souris, cela provoque une translation de la géométrie. En utilisant la molette de la souris, cela induit un zoom sur le centre de la géométrie.

3.2.2.6 Visualisation des résultats

Le calcul du tassement pour un élément de fondation profonde provoque l'apparition d'une feuille de résultats supplémentaire, présentant l'évolution de certains paramètres en fonction de la profondeur.

3.2.2.7 L'organisation de logiciel

La figure ci-dessus (figure 3.21) présente les différentes méthodes et les règlements de calcul la capacité portante et le tassement des fondations profonde et superficielle.



Figure 3. 21 : L'organisation de logiciel GEOFOND 1.22

3.3 Présentation du code de calcul PLAXIS2D V2020

3.3.1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis développé pour l'analyse de la déformation, de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines en ingénierie géotechnique.

Il fait partie de la gamme de produits PLAXIS, une suite de programmes par éléments finis utilisés dans le monde entier pour l'ingénierie et la conception géotechniques. Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'université de technologie de Delft, à l'initiative du ministère néerlandais des travaux publics et de la gestion de l'eau (Rijkswaterstaat).

L'objectif initial était de développer un code d'éléments finis 2D facile à utiliser pour l'analyse des digues de rivière sur les sols mous des basses terres de Hollande. Au cours des années suivantes, PLAXIS a été étendu pour couvrir la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En raison de la croissance continue des activités, la société PLAXIS (PLAXIS BV) a été créée en 1993. Depuis 2018, PLAXIS fait partie de Bentley Systems, Incorporated, une société américaine spécialisée dans les logiciels de planification, de conception et de maintenance de projets d'infrastructure.

En 1998, le premier logiciel PLAXIS 2D pour Windows est sorti. Entre-temps, un noyau de calcul pour les calculs d'éléments finis 3D a été développé ce qui a abouti à la sortie du programme 3DTunnel en 2001.

3DFoundation était le deuxième programme PLAXIS tridimensionnel, et a été développé en coopération avec TNO. Le programme 3DFoundation a été publié en 2004. Cependant, ni dans 3DTunnel ni dans 3DFoundation il n'était possible de définir des géométries 3D arbitraires, à cause de leurs limitations géométriques. PLAXIS 3D est un programme complet d'éléments finis tridimensionnels qui combine une interface facile à utiliser avec des possibilités complètes de modélisation 3D.

Le premier programme PLAXIS 3D a été publié en 2010.

Buts et objectifs : PLAXIS est destiné à fournir un outil d'analyse pratique à utiliser par les ingénieurs en géotechnique qui ne sont pas nécessairement des spécialistes du numérique. Très souvent, les ingénieurs praticiens considèrent que les calculs par éléments finis non linéaires sont lourds et prennent beaucoup de temps. L'équipe de recherche et développement de PLAXIS s'est attaquée à ce problème en concevant des procédures de calcul robustes et théoriquement solides, qui sont encapsulées dans une coquille logique et facile à utiliser. En conséquence, de nombreux ingénieurs géotechniques du monde entier ont adopté le produit et l'utilisent à des fins d'ingénierie et de conception.

Adhésions : La société PLAXIS et ses employés sont membres de diverses institutions de génie civil, de géosciences et de méthodes de calcul dans le monde entier. La société PLAXIS est membre de NAFEMS, une organisation à but non lucratif dont l'objectif est de stimuler l'utilisation de la méthode des éléments finis dans divers types d'ingénierie.

Réseau scientifique : Le développement des produits PLAXIS ne serait pas possible sans la recherche mondiale dans les universités et les instituts de recherche. Pour garantir le maintien du haut niveau technique de PLAXIS et l'adoption de nouvelles technologies, l'équipe de développement est en contact avec un vaste réseau de chercheurs dans le domaine de la géo-ingénierie et des méthodes numériques (Bentley, 2020).

3.3.2 Bref aperçu des caractéristiques

PLAXIS est un progiciel d'éléments finis destiné à l'analyse bidimensionnelle ou tridimensionnelle de la déformation, de la stabilité, de la dynamique et de l'écoulement des eaux souterraines en géotechnique. Les applications géotechniques nécessitent des modèles constitutifs avancés pour la simulation du comportement non linéaire, dépendant du temps et anisotrope des sols et/ou des roches. En outre, le sol étant un

matériau multi phase, des procédures spéciales sont nécessaires pour traiter les pressions interstitielles et la saturation (partielle) du sol. Bien que la modélisation du sol lui-même soit une question importante, de nombreux projets géotechniques impliquent la modélisation de structures et de l'interaction entre les structures et le sol. PLAXIS est équipé de fonctionnalités permettant de traiter les différents aspects des structures géotechniques complexes. Un bref résumé des caractéristiques importantes de tous les programmes PLAXIS est donné ci-dessous (Plaxis, 2020).

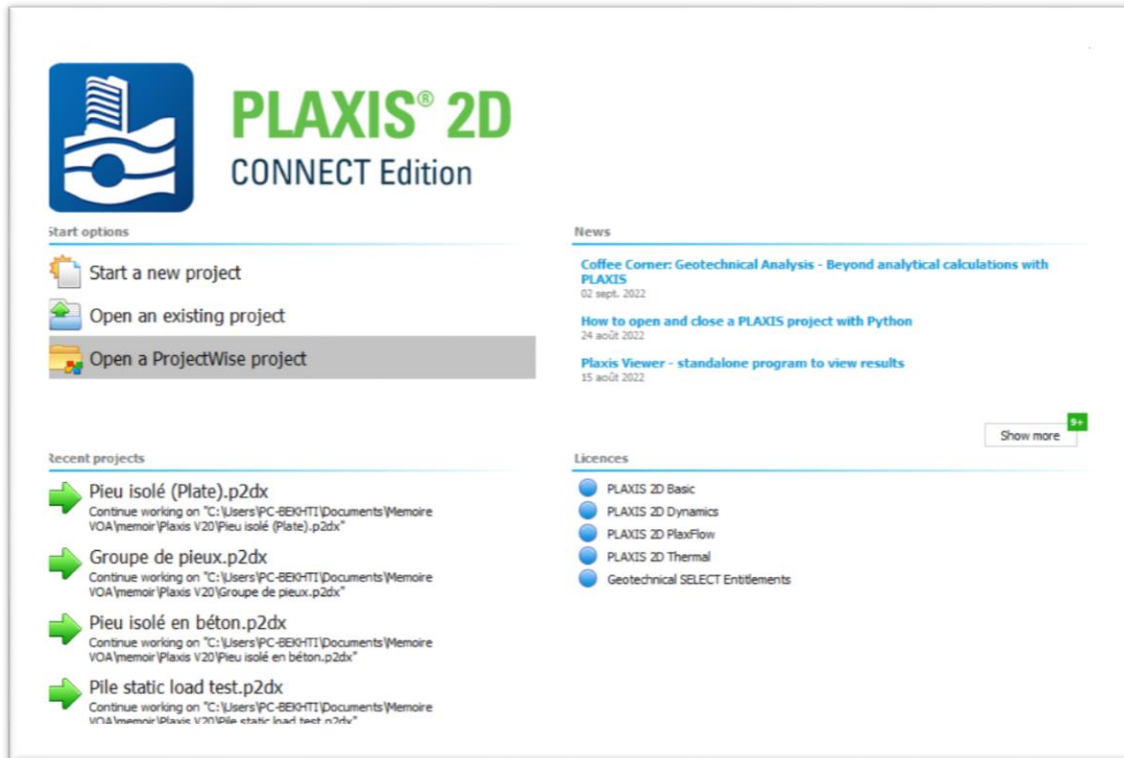


Figure 3. 22 : Feuille d'onglet "Projet" de la fenêtre "Propriétés du projet"

3.3.2.1 Entrée graphique des modèles géométriques

La saisie des données de sol, des structures, des étapes de construction, des charges et des conditions aux limites sont basée sur des procédures de dessin CAO pratiques, qui permettent une modélisation détaillée de la géométrie. À partir de ce modèle géométrique, un maillage d'éléments finis est facilement généré.

❖ Propriétés du projet

La première étape de toute analyse consiste à définir les paramètres de base du modèle d'éléments finis. Cette opération s'effectue dans la fenêtre des propriétés du projet. Ces paramètres comprennent la description du problème, le type de modèle, le type d'éléments de base, les unités de base et la taille de la zone de dessin (Plaxis, 2020).

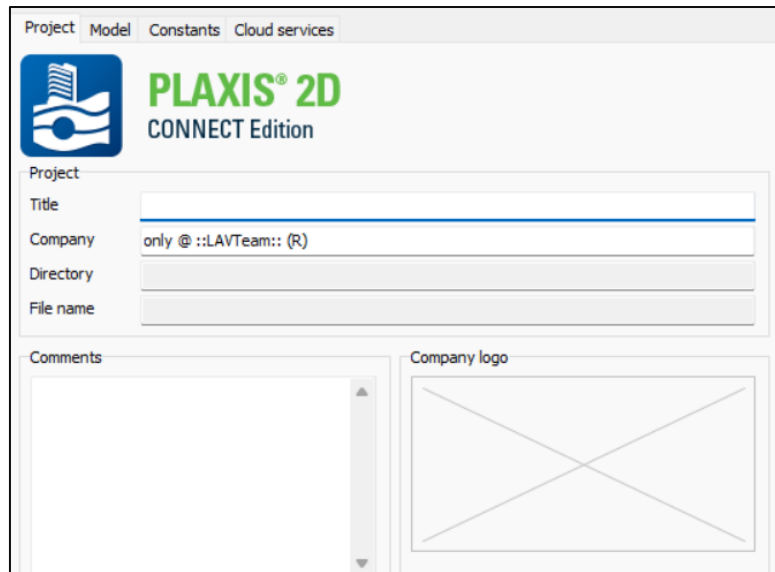


Figure 3. 23 : Feuille d'onglet "Projet" de la fenêtre "Propriétés du projet"

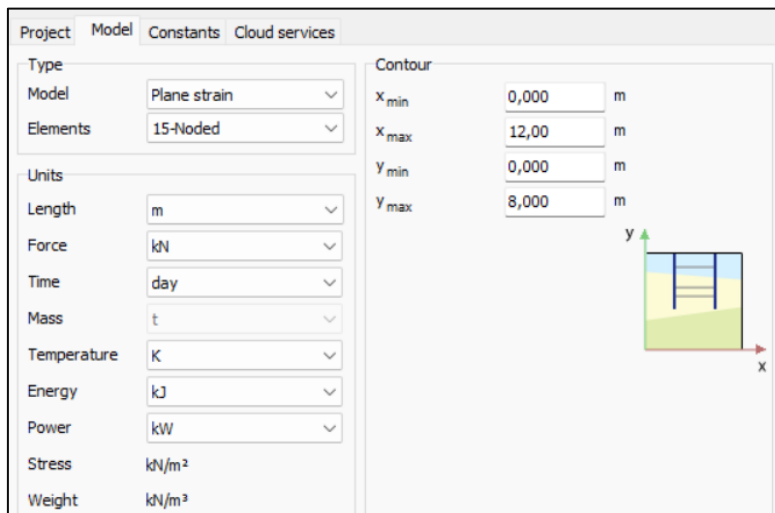


Figure 3. 24 : Feuille d'onglets Modèle de la fenêtre Propriétés du projet

3.3.2.2 Approches de conception

Un ensemble cohérent de facteurs partiels pour les charges et les paramètres du modèle peut être défini selon la méthode de conception de l'état limite ultime applicable (par exemple, Eurocode 7 ou LRFD) et appliqué pendant les calculs, en plus des calculs de l'état limite de service (Plaxis, 2020).

3.3.2.3 Trous de sonde

Les couches de sol sont définies au moyen de trous de forage. Plusieurs trous de forage peuvent être placés dans la géométrie pour définir une stratigraphie de sols non horizontaux ou une surface de sol inclinée. PLAXIS interpole automatiquement les positions des couches et de la surface du sol entre les trous de forage. Alternativement, des surfaces supérieures et inférieures importées (par exemple DXF paramétrique, STEP) peuvent être assignées à un forage pour caractériser la stratigraphie du sol (uniquement en 3D) (Plaxis, 2020).

A. Définition de la stratigraphie du sol

Le bouton pour créer un forage dans la barre d'outils latérale (verticale) pour commencer à définir la stratigraphie du sol (Plaxis, 2020).

La création des ensembles de données sur les matériaux et leur affectation aux couches de sol sont décrites dans la section suivante.

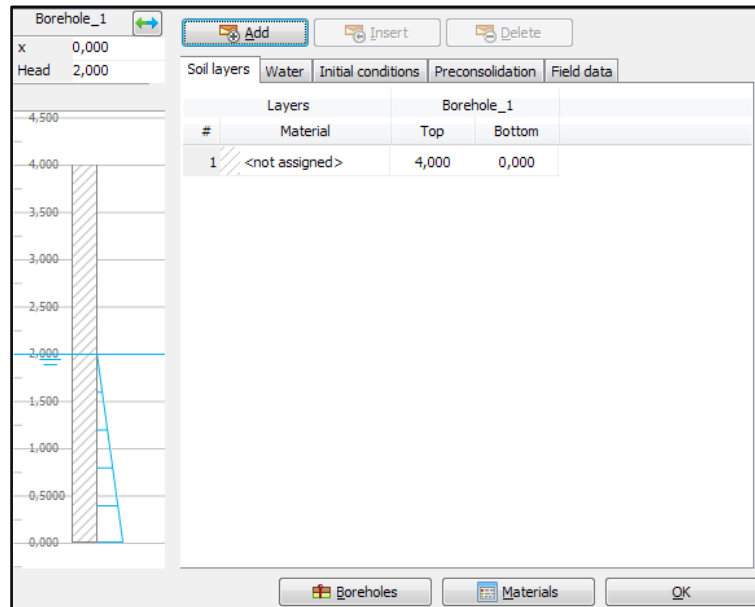


Figure 3. 25 : Fenêtre de modification des couches de sol

B. Ensembles de données sur les matériaux

Afin de simuler le comportement du sol, un modèle de sol approprié et des paramètres de matériaux adéquats doivent être attribués à la géométrie. Dans PLAXIS 2D, les propriétés du sol sont collectées dans des ensembles de données de matériaux et les différents ensembles de données sont stockés dans une base de données de matériaux. A partir de la base de données, un ensemble de données peut être attribué à une ou plusieurs couches de sol. Pour les structures (comme les murs, les plaques, les ancrages, les géogrilles, etc.), le système est similaire, mais les différents types de structures ont des paramètres différents et donc différents types d'ensembles de données de matériaux. PLAXIS 2D fait la distinction entre les ensembles de données de matériaux pour le sol et les interfaces, les plaques, les géogrilles, les rangées de poutres encastées et les ancrages (Plaxis, 2020).

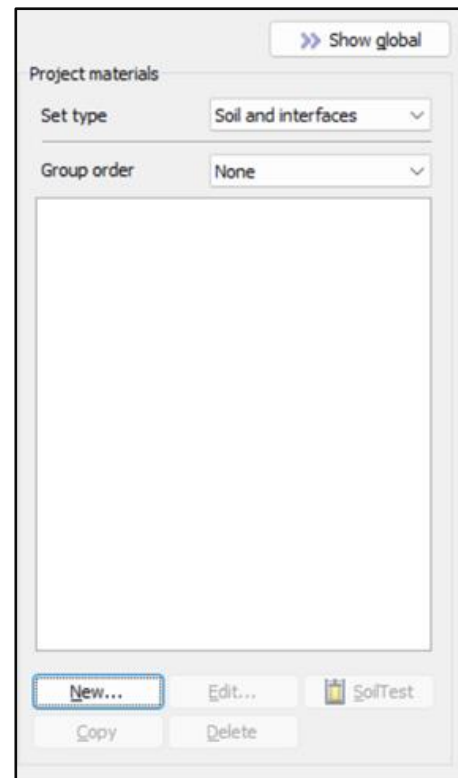


Figure 3. 26 : Fenêtre des ensembles de matériaux

C. Modèles de comportement des sols

❖ Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle non linéaire simple et robuste est basé sur les paramètres du sol qui sont connus dans la plupart des situations pratiques. Cependant, toutes les caractéristiques non linéaires du comportement du sol ne sont pas incluses dans ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb peut être utilisé pour calculer les capacités portantes réalistes et les charges d'effondrement des semelles, ainsi que d'autres applications dans lesquelles le comportement de rupture du sol joue un rôle dominant. Il peut également être utilisé pour calculer un facteur de sécurité en utilisant une approche de "réduction phi-c" (Bentley, 2020).

❖ Modèle Hoek-Brown

Ce modèle peut être utilisé pour décrire la rigidité et la résistance des formations rocheuses intactes et altérées. Il est basé sur le critère de défaillance bien connu de Hoek-Brown avec des paramètres d'entrée pratiques. Comme alternative, le modèle Joined Rock peut être utilisé pour les formations rocheuses stratifiées et jointives (Bentley, 2020).

D. Définition des éléments structurels

Les éléments structurels sont créés dans le mode Structures du programme où une indentation uniforme sera créée pour modéliser une semelle très rigide et rugueuse.

❖ Interfaces

Des éléments d'articulation sont disponibles pour modéliser l'interaction sol-structure. Par exemple, ces éléments peuvent être utilisés pour simuler la fine zone de matériau à fort cisaillement au contact entre un revêtement de tunnel et le sol environnant. Les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence de l'interface ne sont généralement pas les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol environnant (Bentley, 2020).

❖ Plaques

Les plaques (ou éléments de coque) peuvent être utilisées pour modéliser des structures minces dans le sol avec une rigidité en flexion significative (rigidité en flexion). Leur comportement peut être élastique ou élastoplastique non linéaire. Les applications typiques sont les plaques de sol, les murs et les revêtements de tunnels (Bentley, 2020).

❖ Poutres

Les éléments de poutre peuvent être utilisés pour modéliser des objets unidimensionnels minces présentant une rigidité à la flexion significative. Leur comportement peut être élastique ou élastoplastique non linéaire. Les applications typiques sont les murs, les poutres et les colonnes structurelles (Bentley, 2020).

❖ Ancrages

Les éléments élastiques élastoplastiques sont utilisés pour modéliser les ancrages et les entretoises. Le comportement de ces éléments est défini à l'aide d'une rigidité normale et

d'une force maximale. Une option spéciale existe pour les analyses des ancrages de sol précontraints et des supports d'excavation (**Bentley, 2020**).

❖ Géogrilles

Les géogrilles (ou géotextiles) sont souvent utilisées dans la pratique pour la construction de remblais renforcés ou de structures de rétention du sol.

Ces éléments peuvent être simulés dans PLAXIS en utilisant des éléments de tension spéciaux. Il est souvent pratique de combiner ces éléments avec des interfaces pour modéliser l'interaction avec le sol environnant. Le comportement de ces éléments est défini en utilisant une rigidité normale et une force de tension maximale (**Bentley, 2020**).

❖ Poutres encastrées

Ces éléments spéciaux consistent en des éléments de poutre avec des éléments d'interface incorporés pour décrire l'interaction d'un pieu, d'un boulon d'ancrage et d'un corps de coulis avec le sol ou la roche environnante au niveau de la peau et de la pointe d'un pieu. Les éléments d'interface de poutre encastrés sont considérés comme étant élastoplastiques. Le comportement de rupture des éléments de poutre encastrés est défini par leur capacité de charge (**Bentley, 2020**).

❖ Ancrages au sol

Ces éléments spéciaux se composent d'éléments de poutres encastrées (représentant le corps du coulis) et d'un ancrage de nœud à nœud. Le comportement de l'ancrage est défini par une rigidité normale et une force maximale. Les éléments de poutre encastrés consistent en des éléments de poutre avec des éléments d'interface encastrés pour décrire l'interaction de l'ancrage au sol avec le sol. Les éléments d'interface encastrés sont considérés comme étant élastoplastiques. Le comportement de rupture des ancrages au sol est défini par leur capacité de charge. Pendant les calculs, un ancrage au sol peut être précontraint (**Bentley, 2020**).

❖ Tunnels

Le programme PLAXIS offre une option pratique pour créer des tunnels circulaires et non circulaires en utilisant des arcs et des lignes.

Des plaques et des interfaces peuvent être utilisées pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol environnant.

Des éléments supplémentaires tels que des charges ou des boulons de roche peuvent être définis au niveau du contour du tunnel. Des éléments totalement iso paramétriques sont utilisés pour modéliser les limites courbes à l'intérieur du maillage. Diverses méthodes ont été mises en œuvre pour analyser les déformations qui se produisent à la suite de diverses méthodes de construction de tunnels (par exemple, la méthode de déconfinement) (**Bentley, 2020**).

E. Charge

Le programme permet d'appliquer différents types de charges (charges ponctuelles, charges linéaires, charges de surface [3D uniquement]) au modèle. Différentes charges et

niveaux de charge peuvent être activés indépendamment dans chaque étape de la construction (**Plaxis, 2020**).

Le bouton pour créer un déplacement prescrit dans la barre d'outils latérale.

Sélectionnez l'option Créer un déplacement de ligne dans le menu développé (figure 3.27).

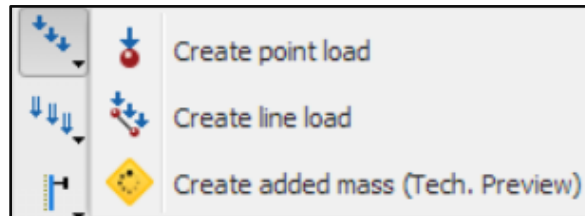


Figure 3. 27 : L'option Créer un déplacement de ligne dans le menu Déplacement prescrit

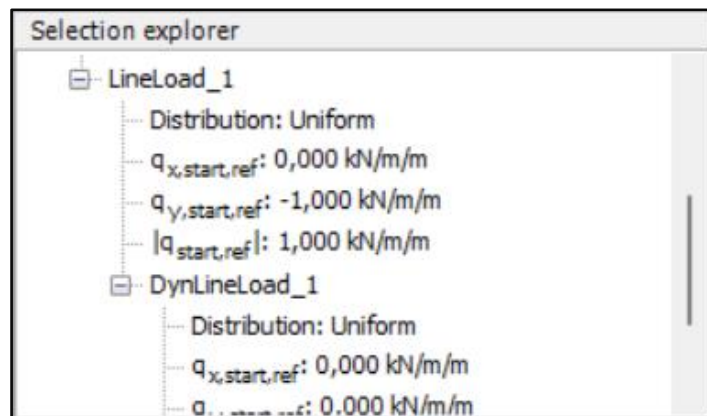


Figure 3. 28 : Déplacement prescrit dans l'explorateur de sélection

3.3.2.4 Génération automatique de maillage

Lorsque le modèle géométrique est complet, le maillage des éléments finis peut être généré. PLAXIS 2D permet une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle la géométrie est divisée en éléments du type élémentaire et en éléments structuraux compatibles.

Le bouton pour générer un maillage dans la barre d'outils latérale. La fenêtre Options de maillage apparaît (**Plaxis, 2020**).

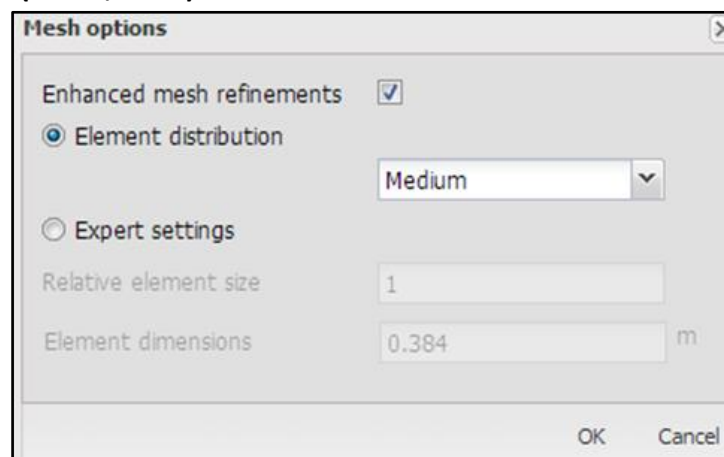


Figure 3. 29 : La fenêtre des options de maillage

Lorsque le maillage est généré, cliquez sur le bouton Viewmesh. Une nouvelle fenêtre s'ouvre et affiche le maillage généré (figure 3.30). Notez que le maillage est automatiquement raffiné sous la semelle.

Pour fermer le programme de sortie et revenir au mode Maillage du programme d'entrée.

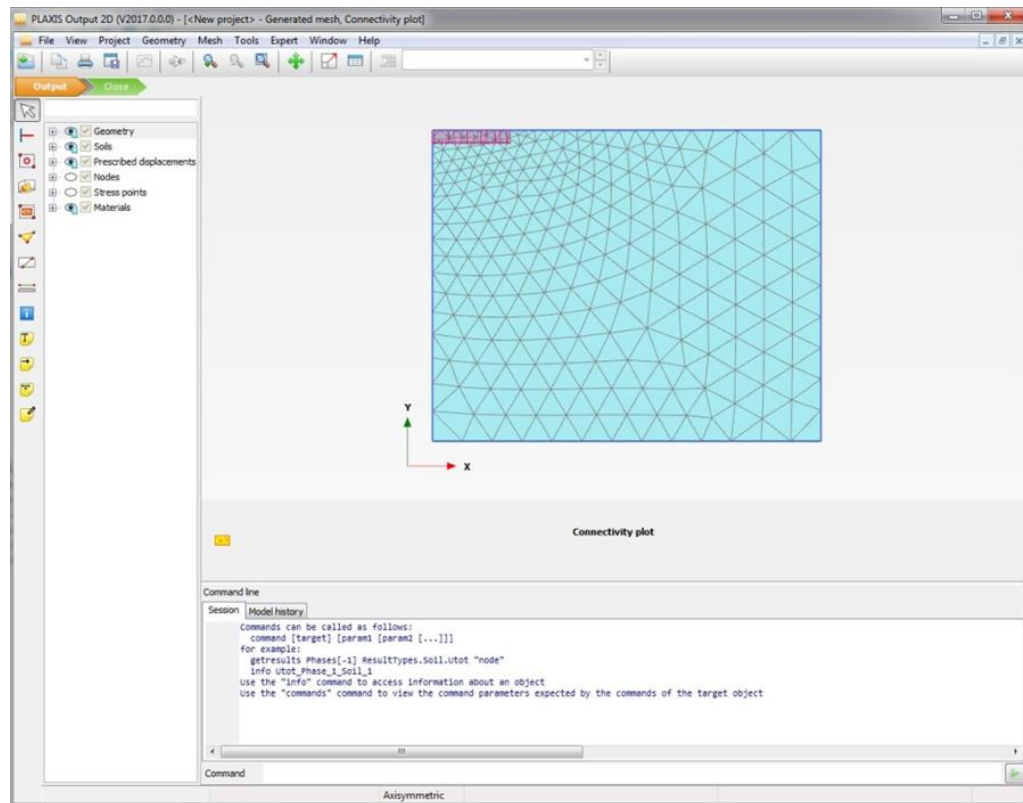


Figure 3. 30 : Le maillage généré dans la fenêtre de sortie

3.3.2.5 Effectuer des calculs

A. Conditions initiales

La "phase initiale" implique toujours la génération de conditions initiales. En général, les conditions initiales comprennent la configuration géométrique initiale et l'état de contrainte initial, c'est-à-dire les contraintes effectives, les pressions de porosité et les paramètres d'état, le cas échéant.

Cliquez sur l'onglet Construction par étapes pour procéder à la définition des phases de calcul. Le mode Conditions d'écoulement peut être ignoré. Lorsqu'un nouveau projet a été défini, une première phase de calcul nommée "Phase initiale", est automatiquement créée et sélectionnée dans l'explorateur de phases (figure 3.31). Tous les éléments structuraux et les charges qui sont présents dans la géométrie sont initialement désactivés automatiquement ; seuls les volumes de sol sont initialement actifs.

Dans cette leçon, les propriétés de la phase initiale seront décrites. Un aperçu des options à définir est donné ci-dessous, même si les valeurs par défaut des paramètres sont utilisées (Bentley, 2020).

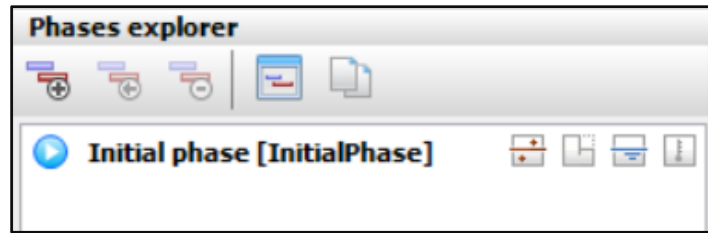


Figure 3. 31 : Explorateur des phases

B. Exécution des calculs

Le bouton Calculer pour lancer le processus de calcul. Ignorez l'avertissement indiquant qu'aucun nœud ou point de contrainte n'a été sélectionné pour les courbes. Pendant l'exécution d'un calcul, une fenêtre apparaît qui donne des informations sur la progression de la phase de calcul en cours (figure 3.32) (Bentley, 2020).

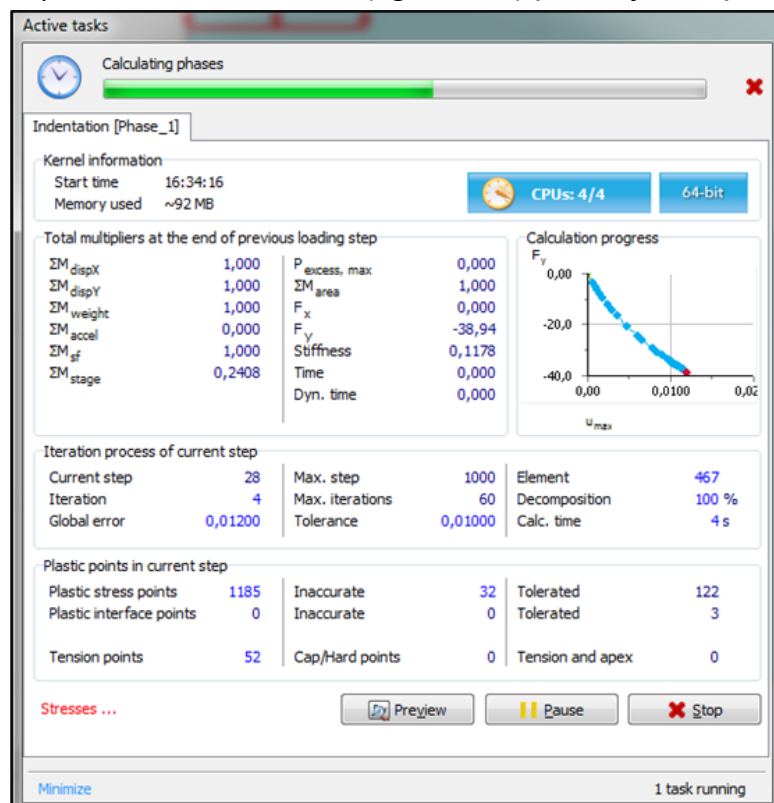


Figure 3. 32 : Fenêtre de tâche active affichant la progression du calcul

C. Visualisation des résultats des calculs

Une fois le calcul terminé, les résultats peuvent être affichés dans le programme Output programme. Dans le programme Output, les déplacements et les contraintes dans le modèle complet modèle bidimensionnel complet, ainsi que dans les sections transversales ou les éléments structurels. Les résultats du calcul sont également disponibles sous forme de tableaux (Bentley, 2020).

Le bouton Afficher les résultats du calcul dans la barre d'outils latérale. Le programme Output est alors lancé, montrant le maillage déformé à la fin de la phase de calcul sélectionnée. Le maillage déformé est mis à l'échelle pour que les déformations soient visibles.

3.3.2.6 Tracés des contraintes

Un outil spécial est disponible pour dessiner des courbes charge-déplacement, des trajectoires de contrainte et des diagrammes contrainte-déformation. En particulier, la visualisation des trajectoires de contrainte fournit un aperçu précieux du comportement local du sol et permet une analyse détaillée des résultats d'un calcul PLAXIS.

Le bouton Gestionnaire de courbes dans la barre d'outils. La fenêtre du gestionnaire de courbes s'ouvre (Plaxis, 2020).

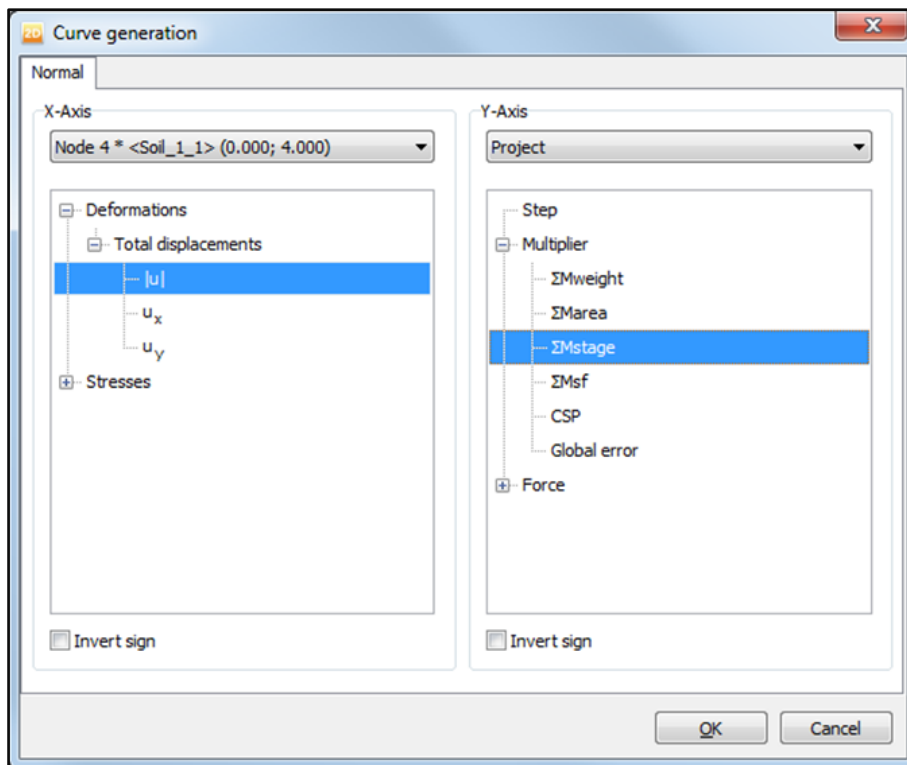


Figure 3.33 : Fenêtre de génération de courbes

4. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître les différentes méthodes pressiométrique et traditionnelle selon leurs règlements et les outils de calcul pour calculer la capacité portante et le tassement pour les fondations profondes.

Dans le prochain chapitre, nous allons appliquer les différentes méthodes citées dans ce chapitre pour faire le calcul analytique des fondations avec les différents règlements et le calcul numérique puis nous comparons les résultats obtenus.

CHAPITRE 4

Calcul des fondations profondes du cas d'étude Viaduc V4.0 (PK4+095)

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous faisons en première étape un calcul analytique de la capacité portante des fondations profondes et du tassement pour un pieu isolé et un groupe de pieux avec un calcul manuel et un code de calcul GEOFOND 1.22 en appliquant la méthode pressiométrique et traditionnelle ($C; \varphi$) selon les règlements EUROCODE7, le Fascicule-62 titre V et le DTU 13.2. Nous terminons cette étape par une application du logiciel GEO5. Ensuite, nous faisons un calcul numérique de la capacité portante des fondations profondes et du tassement en exploitant le code de calcul PLAXIS 2D. Enfin les résultats obtenus sont ensuite utilisés dans la comparaison entre les différentes méthodes.

2. Hypothèses

a. Le chargement

Le tableau suivant (tableau 4.1) présente les charges calculées par le (BET)

Tableau 4. 1 : la charge appliquée sur un pieu isolé (Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016).

Combinaison	(MN)
Q_{ELU} Fondamental	5.8347
Q_{ELU} Accidentelle	6.2267
Q_{ELS} Rare	4.3243
Q_{ELS} Quasi-Permanent	3.5883

Le tableau suivant (tableau 4.2) présente la charge appliquée sur un groupe de pieux à l'ELU et l'ELS.

Tableau 4. 2 : Récapitulatif des charges appliquées su un groupe de pieux à l'ELU et l'ELS (Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016)

	Combinaison	(MN)
Section (A-A)	Q_{ELU}	30.0606
	Q_{ELS}	22.304
Section (B-B)	Q_{ELU}	41.8474
	Q_{ELS}	31.035

- Section (A-A) : à la base de la pile
- Section (B-B) : à la base de la semelle

b. Semelle

La semelle a une forme rectangulaire d'une longueur de 1320cm ; largeur de 740 cm et hauteur de 220 cm (**Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure), 2016**) voir les deux figures (4.1 et 4.2) suivantes :

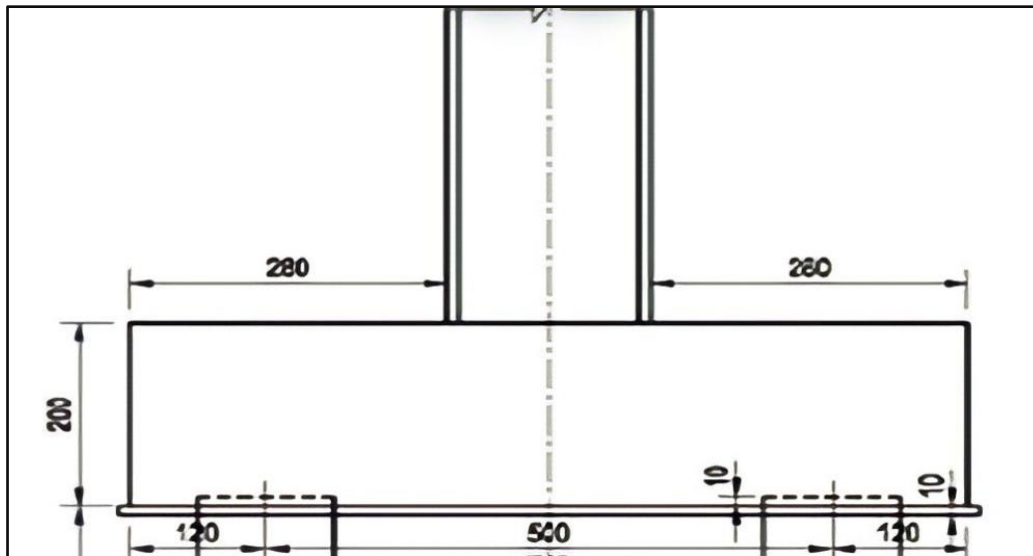


Figure 4. 1 : Hauteur de la semelle

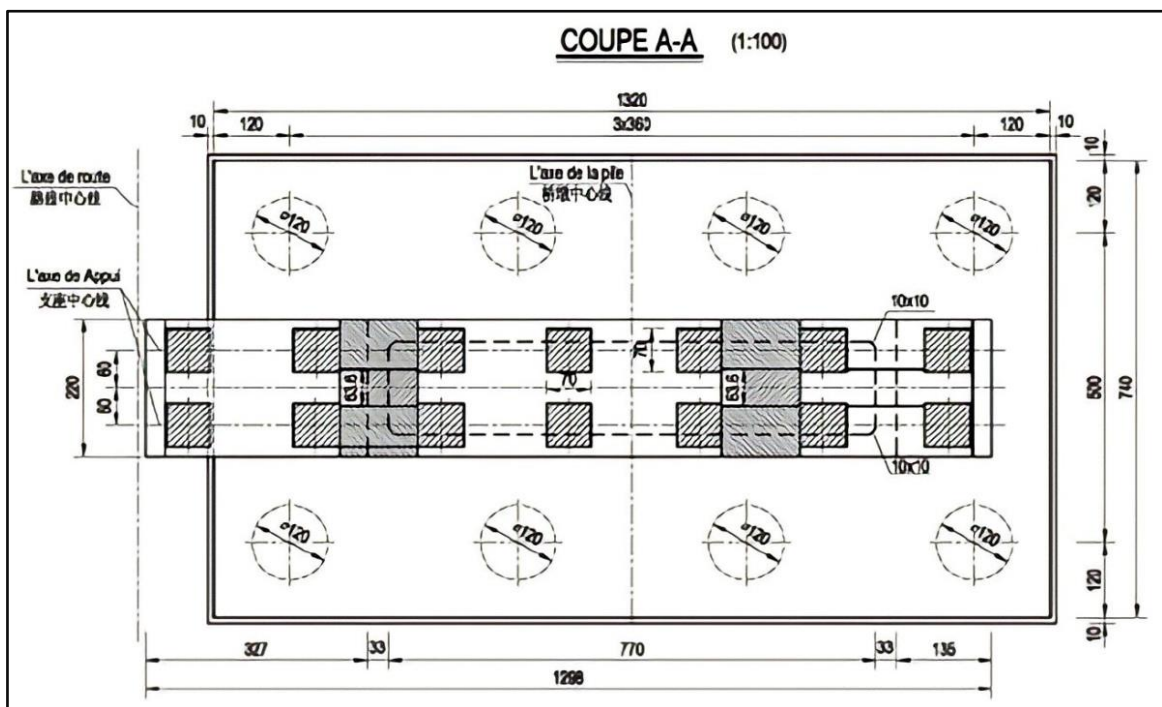


Figure 4. 2 : Dimensions de la semelle de l'appui P7 gauche

c. Pieux

Pour les dimensions est les positions des pieux voir les figures dans (annexe 1)

- Type : foré à la boue
- Prof Base : 18.82m ; Largeur : 1.20 m
- Périmètre : 3.77m ; Aire : 1.13 m²
- Encastre formation porteuse : 10.8m
- Mise en œuvre sans refoulement du sol.

Ces données sont les résultats de calcul fournis par le BET qui utilisé la méthode pressionométrique avec le logiciel GEOFOND 1.22 selon le fascicule 62.

d. Données géotechniques

Tableau 4. 3 : Données géotechniques (Rapport GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE, oct 2015), (Didier VIRELY, Jérôme GUITTARD, Muriel GASC-BARBIER, 2006)

Paramètre	Symbole	grave argileuse	Calcaire	Pieu	Unité
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Linear-Elastic	/
Hauteur	h	3.98	12	10,80	m
Poids volumique humide	γ_s	20	25.8	25	kN/m ³
Module de young	E_{ref}	$1.55 \cdot 10^5$	$30 \cdot 10^6$	$32 \cdot 10^6$	kN/m ²
Coefficient de poisson de sol	ν	0.25	0.33	0.25	/
Cohésion de sol	C	5	130	/	kPa
Angle de frottement	φ	33	34	/	(°)

Partie 1. Calcul analytique

1. Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique

1.1 Selon DTU 13.2 (AFNOR, 1990)

a. La charge limite de la pointe

$$Q_p = A \cdot q_p \dots \dots \dots (3.2)$$

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

$$q_p - q_0 = K(P_{le} - P_0) \dots \dots \dots (3.3)$$

avec q_0 et P_0 égal à 0

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} \times P_{l2} \times P_{l3}} \dots \dots \dots (3.4)$$

$$= \sqrt[3]{4.80 \times 4.10 \times 3.20} = 3.98 \text{ MPa}$$

avec $P_{l1} = 4.80 \text{ MPa}$; $P_{l2} = 4.10 \text{ MPa}$ et $P_{l3} = 3.20 \text{ MPa}$ (voir annexe 3)

$K = 2.6$ (Selon la figure 3.1 et le tableau 3.1)

$$q_p = K \cdot P_{le} = 2.6 \times 3.98 = 10.35 \text{ MPa}$$

$$Q_p = A \cdot q_p = 1.13 \times 10.35 = 11.70 \text{ MPa}$$

b. La charge limite de frottement latérale

$$Q_s = P \sum_i^n h_i \times q_s \dots \dots \dots (3.5)$$

$$P = B \cdot \pi = 1.2 \times 3.14 = 3.77 \text{ m}$$

Tableau 4. 4 : Les valeurs de q_s

Z (m)	8.02	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	17.00	18.50	18.82
q_s (kPa)	30	120	120	120	287	286	358	381	353	320

8.02-10 (courbe A bis)

10-12 (courbe B)

12-18.82 (courbe F).

Pour (la courbe F) : $q_s = 0.072P_l + 0.25 \cdot 10^5 Pa \dots \dots \dots (3.7)$

$Q_s = 9793.25 KN = 9.79 MN.$

c. Calcul de la charge limite totale

$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.1)$

$= 11.70 + 9.79 = 21.49 MN.$

d. Calcul de la charge admissible aux états limites

$Q_{adm.ELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s \dots \dots \dots (3.8)$

$= (0.5 \times 11.70) + (0.75 \times 9.79) = 13.19 MN > 5.8347 MN, \text{ condition vérifiée}$

$Q_{adm.ELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s \dots \dots \dots (3.9)$

$= (0.33 \times 11.70) + (0.5 \times 9.79) = 8.76 MN > 3.5883 MN, \text{ condition vérifiée}$

1.2 Selon le Fascicule 62-Titre V (AFNOR, 1990)

a. La charge limite de la pointe

$Q_p = \rho \times A \times K_p \times P_{le}^* \dots \dots \dots (3.13)$

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

$A = \pi \times \frac{B^2}{4} = 3.14 \times \frac{1.2^2}{4} = 1.13 m^2$

$K_p = 1.1$ Voir (tableau 3.4)

$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.14)$

$= \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \cdot \int_{18.82-0.6}^{18.82+3 \times 0.6} P_l^*(z) \cdot dz = \frac{5}{12} \cdot \int_{18.22}^{20.62} P_l^* \cdot dz$

avec $a = 0.6 m$; $b = 0.6 m$ et $D = 18.82 m$

Tableau 4. 5 : les valeurs de P_l^*

Z (m)	18.22	18.50	20.00	20.62
P_l^* (MPa)	4.60	4.56	2.96	3.50

$P_{le}^* = 3.72$

$Q_p = 1 \times 1.13 \times 1.1 \times 3.72 = 4.62 MN.$

b. La charge limite de frottement latérale

$Q_s = \rho' \cdot P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.15)$

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

$$P = B \cdot \pi = 1.2 \times 3.14 = 3.77 \text{ m}$$

Les valeurs de q_s voir (Les courbes Q1 à Q7, donnant q_s en fonction de P).

Tableau 4. 6 : les valeurs de q_s pour le long de pieu

Z (m)	8.02	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	17.00	18.50	18.82
q_s (MPa)	0.027	0.12	0.12	0.12	0.254	0.254	0.287	0.298	0.285	0.27

8.02-10 (Argile limon A=courbe Q1)

10-12 (Sable/Grave C=courbe Q3)

12-18.82 (Roche A et B=courbe Q6)

$$Q_s = 8.32 \text{ MN.}$$

c. Calcul de la charge limite Q_u

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.10)$$

$$= 4.62 + 8.32 = 12.94 \text{ MN.}$$

d. Calcul de la charge fluage Q_c

Pour un pieu mis en place sans refoulement du sol :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s \dots \dots \dots (3.11)$$

$$= 0.5 \times 4.62 + 0.7 \times 8.32 = 8.13 \text{ MN.}$$

e. Calcul de la charge aux états limites

➤ A l'état limites ultime (ELU) :

$$Q_{ELU.Fondamentale} \leq \frac{Q_u}{1.4} \dots \dots \dots (3.23)$$

$$Q_{ELU.Fondamentale} \leq \frac{12.94}{1.4} = 9.24 \text{ MN} > 5.8347 \text{ MN, condition vérifiée}$$

$$Q_{ELU.Accidentelle} \leq \frac{Q_u}{1.2} \dots \dots \dots (3.24)$$

$$Q_{ELU.Accidentelle} \leq \frac{12.94}{1.2} = 10.78 \text{ MN} > 6.2267 \text{ MN, condition vérifiée.}$$

➤ A l'état limites de service (ELS) :

$$Q_{ELS.Rare} \leq \frac{Q_c}{1.1} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$Q_{ELS.Rare} \leq \frac{8.13}{1.1} = 7.39 \text{ MN} > 4.3243 \text{ MN, condition vérifiée}$$

$$Q_{ELS.Permanent} \leq \frac{Q_c}{1.4} \dots \dots \dots (3.26)$$

$$Q_{ELS.Permanent} \leq \frac{8.13}{1.4} = 5.81 \text{ MN} > 3.5883 \text{ MN, condition vérifiée.}$$

1.3 Selon NF P 94-262 (Eurocode 7) (AFNOR, 1990)

1.3.1 Capacité portante ultime déduite des essais in-situ

a. Calcul de la résistance de pointe

$$R_b = A_b \times q_b \dots \dots \dots (3.27)$$

$$A_b = \pi \times \frac{B^2}{4} = 3.14 \times \frac{1.2^2}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$q_b = K_p \times P_{le}^* \dots \dots \dots (3.28)$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.29)$$

$$= \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \cdot \int_{18.82-0.6}^{18.82+3 \times 0.6} P_l^*(z) \cdot dz = \frac{5}{12} \cdot \int_{18.22}^{20.62} P_l^* \cdot dz$$

avec a = 0.6 m; b = 0.6 m et D = 18.82 m

Tableau 4. 7 : les valeurs de P_l^*

Z (m)	18.22	18.50	20.00	20.62
P_l^* (MPa)	4.60	4.56	2.96	3.50

$$P_{le}^* = 3.72$$

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{le}^*} \int_{D-h_d}^D P_l^*(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.32)$$

$$= \frac{1}{P_{le}^*} \int_{18.82-10 \times 0.6}^{18.82} P_l^*(z) \cdot dz = \frac{1}{P_{le}^*} \int_{12.82}^{18.82} P_l^*(z) \cdot dz .$$

Tableau 4. 8 : les valeurs de P_l^*

Z (m)	12.82	13	14	15	17	18.5	18.82
P_l^* (MPa)	3.59	3.64	3.63	4.62	4.94	4.56	4.10

$$D_{ef} = 7.12$$

$$D_{ef}/B = 5.93 > 5.$$

On a $D_{ef}/B \geq 5$

$$\text{donc } K_p(D_{ef}/B) = K_{p,max} \dots \dots \dots (3.30)$$

Pour le pieu foré boue de classe 1 :

$$K_p = 1.45 \text{ (Voir tableau 3.7 et 3.8)}$$

$$q_b = K_p \cdot P_{le}^* = 1.45 \times 3.72 = 5.39 \text{ MPa}$$

$$R_b = A_b \times q_b = 1.13 \times 5.39 = 6.09 \text{ MN.}$$

b. Calcul de la résistance de frottement axiale

$$R_s = p_s \int_0^D q_s(z) \cdot dz \dots \dots \dots (3.33)$$

$$R_s = p_s \int_{8.02}^{18.82} q_s(z) \cdot dz$$

$$p_s = B \cdot \pi = 1.2 \times 3.14 = 3.77 \text{ m}$$

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} \times f_{\text{sol}}(P_l^*(z)) \dots \dots \dots (3.34)$$

avec :

- $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ (voir le tableau 3.9)
- $f_{\text{sol}}(P_l^*(z)) = (a \cdot P_l^*(z) + b)(1 - e^{-c \cdot P_l^*(z)}) \dots \dots \dots (3.35)$

a, b et c (voir le tableau 3.10)

$a = 0.003, b = 0.04$ et $c = 3.5$ pour Argile Limons Sols intermédiaires
 $a = 0.01, b = 0.06$ et $c = 1.2$ pour sols intermédiaire Sable Grave
 $a = 0.01, b = 0.08$ et $c = 3$ pour roche.

Tableau 4. 9 : les valeurs pour la détermination de q_s

Z (m)	8.02	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	17.00	18.50	18.82
$P_l^*(MPa)$	0.66	2.72	3.90	2.70	3.64	3.63	4.62	4.94	4.56	4.10
$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	1.25	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$f_{\text{sol}}(P_l^*(z))$	0.037	0.084	0.098	0.083	0.116	0.116	0.126	0.129	0.125	0.121
$q_s(z)$	0.046	0.117	0.137	0.116	0.174	0.174	0.189	0.193	0.187	0.181

$$R_s = 6.19 \text{ MN.}$$

1.3.2 Capacité portante ultime d'après les résultats des essais exécutés sur le sol

Pour procédure (modèle de pieu)

a. Calcul de valeur caractéristique de la portance $R_{c,k}$ et $R_{t,k}$

$$(R_c)_{\text{moyen}} = (R_b)_{\text{moyen}} + (R_s)_{\text{moyen}} \dots \dots \dots (3.38)$$

$$= 6.09 + 6.19 = 12.28 \text{ MN}$$

$$(R_c)_{\text{min}} = (R_b)_{\text{min}} + (R_s)_{\text{min}} \dots \dots \dots (3.39)$$

$$= 6.09 + 6.19 = 12.28 \text{ MN}$$

$$\xi_i(N, S) = 1 + [\xi_i'(N) - 1] \times \sqrt{S/S_{\text{réf}}} \dots \dots \dots (3.40)$$

$$S = 7.4 \times 13.20 = 97.68 \text{ m}^2 \text{ Et } S_{\text{réf}} = 2500 \text{ m}^2$$

Pour $n = 9$; $\xi_3' = 1.27$ et $\xi_4' = 1.12$

Donc $\xi_3(N, S) = 1.05$ et $\xi_4(N, S) = 1.02$.

Pour pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 (hors pieux de catégorie 10 et 15)

$\gamma_{R;d1} = 1.15$ Pour compression

$\gamma_{R;d1} = 1.4$ Pour traction.

En compression :

$$R_{c;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \min \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_3}; \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \dots \dots \dots (3.36)$$

$$= \frac{1}{1.15} \min \left\{ \frac{12.28}{1.05}; \frac{12.28}{1.02} \right\} = 10.17 \text{ MN.}$$

En traction :

$$R_{t;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \min \left\{ \frac{(R_s)_{\text{moyen}}}{\xi_3}; \frac{(R_s)_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \dots \dots \dots (3.37)$$

$$= \frac{1}{1.4} \min \left\{ \frac{12.28}{1.05}; \frac{12.28}{1.02} \right\} = 8.35 \text{ MN.}$$

b. Résistance de frottement axial caractéristique $R_{s;k}$

$$R_{s;k} = \frac{(R_s)_{moyen}}{(R_c)_{moyen}} \times R_{c;k} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$= \frac{6.19}{12.28} \times 10.17 = 5.13 \text{ MN.}$$

c. Résistance de pointe caractéristique $R_{b;k}$

$$R_{b;k} = \frac{(R_b)_{moyen}}{(R_c)_{moyen}} \times R_{c;k} \dots \dots \dots (3.42)$$

$$= \frac{6.09}{12.28} \times 10.17 = 5.04 \text{ MN.}$$

d. Calcul de la capacité portante à l'ELU

❖ En compression :

- $\gamma_t = 1.1$ (Situations durables et transitoires ou situations sismiques)

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{s;k} + R_{b;k}}{\gamma_t} \dots \dots \dots (3.43)$$

$$= \frac{5.13+5.04}{1.1} = 9.25 \text{ MN} > 5.8347 \text{ MN, condition vérifiée}$$

- $\gamma_t = 1.00$ (Situations accidentelles)

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{s;k} + R_{b;k}}{\gamma_t} \dots \dots \dots (3.43)$$

$$= \frac{5.13+5.04}{1.00} = 10.17 \text{ MN} > 6.2267 \text{ MN, condition vérifiée.}$$

❖ En traction :

- $\gamma_{s;t} = 1.15$ (Situations durables et transitoires ou situations sismiques)

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s;t}} \dots \dots \dots (3.44)$$

$$= \frac{5.13}{1.15} = 4.46 \text{ MN.}$$

- $\gamma_{s;t} = 1.05$ (Situations accidentelles)

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s;t}} \dots \dots \dots (3.44)$$

$$= \frac{5.13}{1.05} = 4.89 \text{ MN.}$$

e. Calcul de la charge de fluage à l'ELS

❖ En compression :

Pour le cas de (sans refoulement de sol):

$$R_{c;cr;k} = 0.5R_{b;k} + 0.7R_{s;k} \dots \dots \dots (3.47)$$

$$= (0.5 \times 5.04) + (0.7 \times 5.13) = 6.11 \text{ MN.}$$

- $\gamma_{cr} = 0.9$ (Combinaisons caractéristiques)

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \dots \dots \dots (3.45)$$

$$= \frac{6.11}{0.9} = 6.79 \text{ MN} > 4.3243 \text{ MN, condition vérifiée.}$$

- $\gamma_{cr} = 1.1$ (combinaisons quasi-permanentes)

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \dots \dots \dots (3.45)$$

$$= \frac{6.11}{1.1} = 5.55 \text{ MN} > 3.5883 \text{ MN}, \text{ condition vérifiée.}$$

❖ En traction :

$$R_{t;cr;k} = 0.7R_{s;k} \dots \dots \dots (3.49)$$

$$= 0.7 \times 5.13 = 3.59 \text{ MN.}$$

- $\gamma_{s;cr} = 1.1$ (combinaisons caractéristiques)

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$= \frac{3.59}{1.1} = 3.26 \text{ MN.}$$

- $\gamma_{s;cr} = 1.5$ (combinaisons quasi-permanentes)

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$= \frac{3.59}{1.5} = 2.39 \text{ MN.}$$

2. Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode traditionnelle (C'et φ')

a. La charge limite de la pointe

$$Q_p = A. q_p \dots \dots \dots (3.51)$$

$$A_b = \pi \times \frac{B^2}{4} = 3.14 \times \frac{1.2^2}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$q_p = a. N_{q,max} + \lambda. C. N_{c,max} \dots \dots \dots (3.52)$$

(Pour les sols pulvérulents et sols cohérents)

$$a = 0.05 \text{ MPa} = 50 \text{ kPa}$$

$$\lambda = 1.3.$$

Pour C = 130 kPa et $\varphi = 34^\circ$ (Voir le tableau 2.3)

φ n'est pas dans le tableau (tableau 3.16) donc on utilise les deux équations suivantes :

$$N_{q,max} = 10^{3.04.tang\varphi} \dots \dots \dots (3.55)$$

$$= 112.33$$

$$N_{c,max} = \frac{N_{q,max} - 1}{tang\varphi} \dots \dots \dots (3.56)$$

$$= 165.05$$

$$q_p = a. N_{q,max} + \lambda. C. N_{c,max} = (50 \times 112.33) + (1.3 \times 130 \times 165.05)$$

$$= 33509.95 \text{ kPa} = 33.51 \text{ MPa}$$

$$Q_p = A. q_p = 1.13 \times 33.51 = 37.87 \text{ MN.}$$

b. La charge limite de frottement latéral

$$Q_s = P \sum_i^n h_i. q_{si} \dots \dots \dots (3.57)$$

$$P = B. \pi = 1.2 \times 3.14 = 3.77 \text{ m.}$$

Pour les sols purement cohérents ou cohérents prédominants, q_s est donnée par la formule :

$$q_s = \beta \times c_{uu} \dots \dots \dots (3.58)$$

$$\beta = 0.7 \text{ (Tableau 3.19)}$$

c_{uu} (Tableau 2.3)

$$q_{s1} = 0.7 \times 5 = 3.5 \text{ kPa}$$

$$q_{s2} = 0.7 \times 130 = 91 \text{ kPa.}$$

Tableau 4. 10 : Les valeurs de q_s

Z (m)	8.02	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	17.00	18.50	18.82
q_s (MPa)	3.5	3.5	3.5	3.5	91	91	91	91	91	91

$$R_s = 2227.32 \text{ KN} = 2.23 \text{ MN.}$$

c. Calcul de la charge limite totale

$$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.50)$$

$$= 37.87 + 2.23 = 40.10 \text{ MN.}$$

d. Calcul de la charge admissible aux états limites

$$Q_{adm.ELU} = 0.5Q_p + 0.75Q_s \dots \dots \dots (3.59)$$

$$= 0.5 \times 37.87 + 0.75 \times 2.23 = 20.61 \text{ MN} > 5.8347 \text{ MN, condition vérifiée.}$$

$$Q_{adm.ELS} = 0.33Q_p + 0.5Q_s \dots \dots \dots (3.60)$$

$$= 0.33 \times 37.87 + 0.5 \times 2.23 = 13.61 \text{ MN} > 3.5883 \text{ MN, condition vérifiée.}$$

Récapitulation des résultats

Le tableau ci-dessous (tableau 4.11) présente les résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique et la méthode traditionnelle.

Tableau 4. 11 : résultats de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique et la méthode traditionnelle

	La méthode traditionnelle DTU13.2	La méthode pressiométrique				
		DTU 13.2	Fascicule-62	NF P94-262		
Pression limite équivalente (MPa)	-	3.98	3.72	3.72		
Facteur de portance	-	2.6	1.1	1.45		
La charge limite de la pointe(MN)	37.87	11.70	4.62	6.09		
La charge limite de frottement latérale (MN)	2.23	9.79	8.32	6.19		
La charge limite (MN)	40.10	21.49	12.94	12.28		
La charge de fluage(MN)	-	-	8.13	-		
La charge à l'état limite ultime Q _{ELU} (MN)	20.61	13.19	Q _{Fondamental}	9.24	R _{t;d} (durables et transitoires ou sismique)	9.25
			Q _{Accidentelle}	10.78	R _{t;d} (accidentelle)	10.17
La charge à l'état limite service Q _{ELS} (MN)	13.61	8.76	Q _{Rare}	7.39	R _{t;cr;d} (caractéristiques)	6.79
			Q _{Quasi-permanent}	5.81	R _{t;cr;d} (quasi-permanent)	5.55

3. Calcul de la capacité portante d'un groupe de pieux à partir des résultats de l'essai pressiométrique

3.1 Selon DTU 13.2

$$C_e = 1 - \frac{2 \cdot \arctan(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (1.23)$$

On a : B = 1.2 m ; S = 3.6 m ; m = 2 et n = 4

$$C_e = 0.744.$$

Le coefficient d'efficacité, C_e = 0.744.

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est: Q_{gELS} = N × C_e × Q_{admELS}

$$Q_{gELS} = 8 \times 0.744 \times 8.76 = 52.14 \text{ MN} > 31.035 \text{ MN}, \text{ condition vérifiée.}$$

3.2 Selon NF P 94-262

$$C_e = 1 - C_d \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (1.24)$$

$$\text{avec } C_d = 1 - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{S}{B} \right) \dots \dots \dots (1.25)$$

$$C_d = 0. \text{ Donc } C_e = 1.$$

On a : $B = 1.2 \text{ m}$; $S = 3.6 \text{ m}$; $m = 2$ et $n = 4$.

La résistance du groupe de pieux est alors :

$$R_{cg} = N. (R_b + C_e \times R_s) \dots \dots \dots (1.26)$$

avec : $N = n \times m$.

$$R_{cg} = N. (R_b + C_e \times R_s) = 4 \times 2 \times (6.09 + 1 \times 6.19) = 98.24 \text{ MN} > 31.035 \text{ MN},$$

condition vérifiée.

4. Calcul de la capacité portante d'un groupe de pieux à partir des résultats de la méthode traditionnelle

$$C_e = 1 - \frac{2 \cdot \arctan(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (1.23).$$

On a : $B = 1.2 \text{ m}$; $S = 3.6 \text{ m}$; $m = 2$ et $n = 4$

$$C_e = 0.744.$$

La capacité portante à l'ELS d'un pieu isolé est de $Q_{admELS} = 13.61 \text{ MN}$.

Le coefficient d'efficacité $C_e = 0.744$

La capacité portante de groupe de pieux à l'ELS est : $Q_{gELS} = N \times C_e \times Q_{admELS}$

$$Q_{gELS} = 8 \times 0.744 \times 13.61 = 81.01 \text{ MN} > 31.035 \text{ MN}, \text{ condition vérifiée.}$$

5. Tassement d'un pieu isolé partir des résultats de l'essai pressiométrique selon Frank et Zhao

5.1 Selon DTU 13.2

$$B(KPa/m) = 2.5 \times E_m \dots \dots \dots (1.20)$$

$$R = 11.1 \times E_m \dots \dots \dots (1.21)$$

$$E_m = \sum_i^n E_m = 1208.492 \text{ MPa} = 1208.492 \times 10^3 \text{ kPa}.$$

Pour $q_s = 219.91 \text{ kPa}$

$$T_s = W_c = \frac{3 \times \tau_1}{B} \dots \dots \dots (1.17)$$

$$= \frac{3 \times q_s}{2.5 \times E_m} = 0.22 \text{ mm}.$$

Pour $q_p = 10.35 \text{ MPa} = 10.35 \times 10^3 \text{ kPa}$

$$T_q = W_f = \frac{3 \times \tau_1 \times D}{R} \dots \dots \dots (1.19)$$

$$= \frac{3 \times q_p \times D}{11.1 \times E_m} = 2.78 \text{ mm}$$

$$T = T_s + T_q = 0.22 + 2.78 = 3.00 \text{ mm}.$$

5.2 Selon fascicule -62 Titre V

$$B(KPa/m) = 2.5 \times E_m \dots \dots \dots (1.20)$$

$$R = 11.1 \times E_m \dots \dots \dots (1.21)$$

$$E_m = \sum_i^n E_m = 1208.492 \text{ MPa} = 1208.492 \times 10^3 \text{ kPa}.$$

Pour $q_s = 188 \text{ kPa}$

$$T_s = W_c = \frac{3 \times \tau_1}{B} \dots \dots \dots (1.17)$$

$$= \frac{3 \times q_s}{2.5 \times E_m} = 0.19 \text{ mm.}$$

Pour $q_p = 4.09 \text{ MPa} = 4.09 \times 10^3 \text{ kPa}$

$$T_q = W_f = \frac{3 \times \tau_1 \times D}{R} \dots \dots \dots (1.19)$$

$$= \frac{3 \times q_p \times D}{11.1 \times E_m} = 1.09 \text{ mm}$$

$$T = T_s + T_q = 0.19 + 1.09 = 1.28 \text{ mm.}$$

5.3 Selon NF P94-262

$$B(\text{KPa/m}) = 2.5 \times E_m \dots \dots \dots (1.20)$$

$$R = 11.1 \times E_m \dots \dots \dots (1.21)$$

$$E_m = \sum_i^n E_m = 1208.492 \text{ MPa} = 1208.492 \times 10^3 \text{ KPa.}$$

Pour $q_s = 140 \text{ kPa}$

$$T_s = W_c = \frac{3 \times \tau_1}{B} \dots \dots \dots (1.17)$$

$$= \frac{3 \times q_s}{2.5 \times E_m} = 0.14 \text{ mm.}$$

Pour $q_p = 5.39 \text{ MPa} = 5.39 \times 10^3 \text{ kPa}$

$$T_q = W_f = \frac{3 \times \tau_1 \times D}{R} \dots \dots \dots (1.19)$$

$$= \frac{3 \times q_p \times D}{11.1 \times E_m} = 1.45 \text{ mm}$$

$$T = T_s + T_q = 0.14 + 1.45 = 1.59 \text{ mm.}$$

6. Application du code de calcul GEOFOND1.22

Maintenant, nous utilisons le programme GEOFOND 1.22 pour calculer la capacité portante des pieux.

6.1 Choix du module

Le passage à GEOFOND-MODULE Fondations Profondes se fait automatiquement lors de l'ouverture d'un fichier correspondant à ce module.

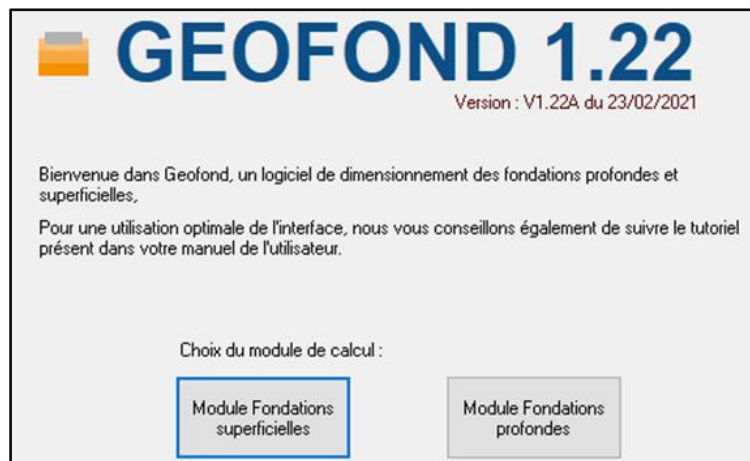


Figure 4. 3 : présentation des deux modules de calcul

Après le choix de module fondation profonde, le module actif est par ailleurs affiché dans le bas du tableau de bord.

1: Cartouche

2: Sols N° sondage : 1

Type d'essai :

Pressiomètre Pénétrömètre statique

SPT Valeurs traditionnelles c.φ

Pénétrömètre dynamique

Sondage Paramètres

Choix méthode de calcul

NF P 94-262

Méthode du DTU 13.2

Méthode du Fascicule 62

3: Fondation Inclusions rigides

Pieu transversal Colonnes ballastées

Groupe de pieux Pieu axial

Configuration Charge

4: calcul

Configuration Lancer le calcul

Méthodes de calcul

Capacité portante	Tassement
Fascicule 62	Frank & Zhao
DTU	NF P 94-262
NF P 94-262	

Figure 4. 4 : Tableau de bord (Logiciel GEOFOND 1.22)

6.2 Pieu isolé

6.2.1 Sol

Dès que le choix du type d'essai (Pressiomètre ; Traditionnel) qui a été fait, il est impératif de faire le choix de la méthode de calcul utilisée pour pouvoir poursuivre la saisie, on ajoute les résultats de l'essai pressiométriques avec la formation du sol pour chaque règlement.

6.2.1.1 Sondage selon NF P 94-262

Définition des valeurs pressiométriques

Type de modélisation

Pieu modèle Modèle de terrain

Surface des investigations géotechniques S (m²) 0

N° sondage : 1 Supprimer le sondage

Nouvel élément

Profondeur (m) 0

Pression limite Pl (MPa) 0

Module E (MPa) 0

Formation (au-dessous) Argile, limons

	Profondeur (m)	pl (MPa)	E (MPa)	Formation
1	2	0.45	8.05	Argile, limons
2	3	0.46	6.682	Argile, limons
3	4	1.14	30.21	Argile, limons
4	5	1.62	48.878	Argile, limons
5	7	2.66	101.31	Argile, limons
6	8	0.66	8.105	Argile, limons
7	10	2.72	40.657	Argile, limons
8	11	3.9	76.099	Argile, limons
9	12	2.7	48.814	Argile, limons
10	13	3.64	99.724	Sable, grave
11	14	3.63	164.12	Sable, grave

Importer Fichier ... Imposer qs et/ou kc Supprimer la sélection Supprimer tout

Figure 4. 5 : Définition des valeurs pressiométriques selon règlement NF P 94-262

6.2.1.2 Sondage selon DTU 13.2

Définition des valeurs pressiométriques

Nouvel élément

Profondeur (m) : 0

Pression limite Pl (MPa) : 0

Module E (MPa) : 0

Formation (au-dessous) : Argile molle

	Profondeur (m)	pl (MPa)	E (MPa)	Formation
1	2	0.45	8.05	Argile molle
2	3	0.46	6.682	Argile molle
3	4	1.14	30.21	Argile molle
4	5	1.62	48.878	Argile molle
5	7	2.66	101.31	Argile molle
6	8	0.66	8.105	Argile molle
7	10	2.72	40.657	Argile molle
8	11	3.9	76.099	Argile molle
9	12	2.7	48.814	Argile molle
10	13	3.64	99.724	Sable lâche
11	14	3.63	164.12	Sable lâche

Importer Fichier ... Imposer qs et/ou kc Supprimer la sélection Supprimer tout

Figure 4. 6 : Définition des valeurs pressiométriques selon le règlement DTU 13.2

6.2.1.3 Sondage selon le Fascicule-62titre V

Définition des valeurs pressiométriques

Nouvel élément

Profondeur (m) : 0

Pression limite Pl (MPa) : 0

Module E (MPa) : 0

Formation (au-dessous) : Argiles / limons A

	Profondeur (m)	pl (MPa)	E (MPa)	Formation
1	2	0.45	8.05	Argiles / limons A
2	3	0.46	6.682	Argiles / limons A
3	4	1.14	30.21	Argiles / limons A
4	5	1.62	48.878	Argiles / limons A
5	7	2.66	101.31	Argiles / limons A
6	8	0.66	8.105	Argiles / limons A
7	10	2.72	40.657	Argiles / limons A
8	11	3.9	76.099	Argiles / limons A
9	12	2.7	48.814	Argiles / limons A
10	13	3.64	99.724	Sables / graves A
11	14	3.63	164.12	Sables / graves A

Voir la classification Importer Fichier ... Imposer qs et/ou kc Supprimer la sélection Supprimer tout

Valeur de qs pour les craies pour des fondations de type "Foré tubé (tube perdu)", "Métal battu fermé", "Battu préfabriqué béton" ou "Battu enrobé" : (MPa) 0

Figure 4. 7 : Définition des valeurs pressiométriques selon le Fascicule 62

6.2.1.4 Sondage de la méthode traditionnel selon DTU 13.2

Définition des valeurs traditionnelles

Nouvel élément

Profondeur (m) : 0

Angle de frottement interne (°) : 0

Cohésion (kPa) : 0

Caractère prédominant : Sol cohérent Sol pulvérulent

Formation (au-dessous) : Argile molle

	Profonde...	Phi (°)	Cohé. (kPa)	Caractéristique	Formation
1	2	33	5	Cohérent prédomi...	Sable lâche
2	3	33	5	Cohérent prédomi...	Sable lâche
3	4	33	5	Cohérent prédomi...	Sable moyennement co...
4	5	33	5	Cohérent prédomi...	Sable moyennement co...
5	7	33	5	Cohérent prédomi...	Sable compact
6	8	33	5	Cohérent prédomi...	Sable lâche
7	10	33	5	Cohérent prédomi...	Sable compact
8	11	33	5	Cohérent prédomi...	Sable compact
9	12	33	5	Cohérent prédomi...	Sable compact
10	13	34	130	Cohérent prédomi...	Roche altérée
11	14	34	130	Cohérent prédomi...	Roche altérée

Importer Fichier ... Supprimer la sélection Supprimer tout

Figure 4. 8 : Définition des valeurs traditionnelles

6.2.2 Fondation

6.2.2.1 Type d'éléments de fondation

Définition de la fondation

Type d'élément de fondation | Géométrie | Frottement négatif | Caractéristique du béton

Type de fondation unique

Type d'élément de fondation
Foré boue (pieux et barrettes) ▾

Mis en œuvre par vibrofonçage

Mise en œuvre
 Avec refoulement du sol
 Sans refoulement du sol

Prendre en compte la limitation du frottement pour la traction § 10.2.6

Cohésion couche supérieure (kPa) : 5 Sol à prédominance cohérente
Angle frottement couche supérieure (°) : 33 Sol à prédominance frottante
Poids volumique déjaugé couche supérieure (kN/m³) : 20

Figure 4. 9 : Type d'éléments de fondation

6.2.2.2 Géométrie

Définition de la fondation

Type d'élément de fondation | Géométrie | Frottement négatif | Caractéristique du béton

Profondeur du TF (m) : 3.02 (/ au TN)
= 0 si TN = TF, >0 si déblai, <0 si remblai

Profondeur de la base (m) : 10.8 (/ au TF)

Encastrement dans la formation porteuse (m) : 10.8 Prendre en compte l'encastrement dans la formation porteuse

Hauteur où le frottement est négligé (m) : 0 (/ au TF)

Module d'Young (MPa) : 32000 Module variant avec la profondeur

Section circulaire ou carré
 Barrettes et parois de forme allongée

Largeur de la base B (m) : 1.2 Largeur différente en pointe

Périmètre (m) : $\pi \cdot B$ (valeurs ou expressions en fonction de B et/ou L, largeur et longueur de la base)

Sections en pointe (m²) : $\pi \cdot (B/2)^2$

Figure 4. 10 : Géométrie

6.2.2.3 Frottement négatif

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) : 0 Configuration des Sols

Nappe (m) : (/ au TN) : 0

Profondeur limite de calcul (m) : (/ au TF) : 0

Frottement négatif sur un élément au sein d'un groupe

Figure 4. 11 : Frottement négatif

6.2.2.4 Caractéristiques du béton

Définition de la fondation

Type d'élément de fondation | Géométrie | Frottement négatif | **Caractéristique du béton**

Vérifier les caractéristiques du matériau béton

Résistances caractéristiques du béton en compression f_{ck} (MPa) :

Groupe :

Contrôle renforcé de continuité et de qualité du fût

Béton constituant le pieu est coulé en place et présente un rôle structural

Pieu est tubé ou la nature des terrains traversés garantit la stabilité des parois du forage, et bétonné à sec

Figure 4. 12 : Caractéristiques du béton

6.2.3 Charge sur pieu

Charge sur le pieu

Vérifier les charges suivantes :

	tract. (MN)	comp. (MN)		tract. (MN)	comp. (MN)
Fd (ELU) durable et transitoire :	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="5.8347"/>	Fd (ELS) caractéristiques :	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="4.3243"/>
Fd (ELU) accidentel :	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="6.2267"/>	Fd (ELS) quasi-permanent :	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="3.5883"/>
Fd (ELU) sismique :	<input type="text"/>	<input type="text"/>			

Calcul du Tassement avec la charge de compression

Fd (ELS) quasi permanente Fd (ELS) caractéristique

Si option "vérifier les charges" est sélectionnée le tassement sera calculé avec la charge saisie sinon le tassement sera calculé avec une charge égale à la C.P.

Figure 4. 13 : Charge sur pieu

6.2.4 Résultats

Le tableau ci-dessous (tableau 4.12) présente les résultats d'application de code calcul GEOFOND 1.22 de la capacité portante d'un pieu foré isolé à partir des résultats de la méthode pressiométrique et la méthode traditionnelle pour la pile (7 gauche) du viaduc (PK4+095), plus de détails (voir annexe 4).

Tableau 4. 12 : résultats d'application du code de calcul GEOFOND 1.22

	La méthode traditionnelle	La méthode pressiométrique				
		DTU 13.2	Fascicule-62		NF P94-262	
Pression limite équivalente (MPa)	-	3.98	3.73		3.73	
Facteur de portance	-	2.6	1.1		1.45	
La charge limite de la pointe(MN)	39.50	11.70	4.64		6.12	
La charge limite de frottement latérale (MN)	2.23	9.80	8.34		6.09	
La charge limite (MN)	41.70	21.50	13.00		12.21	
La charge de fluage (MN)	-	-	8.16		-	
La charge à l'état limite ultime Q_{ELU} (MN)	<u>21.40</u>	<u>13.20</u>	$Q_{\text{Fondamental}}$	9.27	$R_{t;d}$ (durables et transitoires ou sismique)	9.65
			$Q_{\text{Accidentelle}}$	10.80	$R_{t;d}$ (accidentelle)	10.60
La charge à l'état limite service Q_{ELS} (MN)	<u>14.10</u>	<u>8.76</u>	Q_{Rare}	7.42	$R_{t;cr;d}$ (caractéristiques)	<u>7.07</u>
			$Q_{\text{Quasi-permanent}}$	<u>5.83</u>	$R_{t;cr;d}$ (quasi-permanent)	<u>5.79</u>

6.3 Groupe de pieux

6.3.1 Sol

6.3.1.1 Sondage selon NF P92-262

	Profondeur...	pl (MPa)	pf (MPa)	E (MPa)	Alpha	Formation
1	1.83	1.2	0.7059	8.09	0.3	Sable, grave
2	2.83	1.21	0.7118	13.9	0.3	Sable, grave
3	3.83	1.33	0.7824	11.3	0.3	Sable, grave
4	4.83	1.68	0.9882	14.3	0.3	Sable, grave
5	6.83	1.28	0.7529	19.6	0.3	Sable, grave
6	7.83	2.94	1.7294	63.6	0.3	Argile, limons
7	8.83	2.77	1.6294	61.6	0.3	Sable, grave
8	10	2.21	1.3	42.3	0.3	Sable, grave
9	11.83	3.24	1.9059	83	0.3	Sable, grave
10	12.83	2.67	1.5706	72.6	0.5	Roche altérée et fragmentée
11	13.83	2.73	1.6059	54.6	0.5	Roche altérée et fragmentée
12	14.83	3.06	1.8	88.6	0.5	Roche altérée et fragmentée

Figure 4. 14 : Définition des valeurs pressiométriques selon règlement NF P92-262

6.3.1.2 Sondage selon Fascicule-62 Titre V

Définition des valeurs pressiométriques

Nouvel élément

Profondeur (m) : 0

Pression limite Pl (MPa) : 0

Pression de fluage Pf (MPa) : 0

Module E (MPa) : 0

Alpha : 0

Formation (au-dessous) : Argiles / limons A

Paramètre alpha identique pour tous les sols.

	Profondeur...	pl (MPa)	pf (MPa)	E (MPa)	Alpha	Formation
1	1.83	1.2	0.7059	8.09	0.3	Sables / graves A
2	2.83	1.21	0.7118	13.9	0.3	Sables / graves A
3	3.83	1.33	0.7824	11.3	0.3	Sables / graves B
4	4.83	1.68	0.9882	14.3	0.3	Sables / graves B
5	6.83	1.28	0.7529	19.6	0.3	Sables / graves C
6	7.83	2.94	1.7294	63.6	0.3	Argiles / limons A
7	8.83	2.77	1.6294	61.6	0.3	Sables / graves C
8	10	2.21	1.3	42.3	0.3	Sables / graves C
9	11.83	3.24	1.9059	83	0.3	Sables / graves C
10	12.83	2.67	1.5706	72.6	0.5	Roches A
11	13.83	2.73	1.6059	54.6	0.5	Roches A
12	14.83	3.06	1.8	88.6	0.5	Roches B

Voir la classification Imposer qs et/ou kc Importer Fichier ... Supprimer la sélection Supprimer tout

Figure 4. 15 : Définition des valeurs pressiométriques selon règlement Fascicule-62 titre V

6.3.2 Configuration des fondations

Groupe de pieux

Propriétés Semelle

Base de la fondation (m) : 8.02 (/ au TN)

Circulaire Rectangulaire Hauteur : 2 Largeur (m) : 7.4 Longueur (m) : 13.2

Sol sous la fondation

Sol Cohérent (Zc = 2B) Sol Frottant (Zc = 4B) Définition Tabus

Liaison en pied de pieux

Libre Encastrée Articulée

Pieux n°	Position du pieu X (m)	Y (m)	Inclinaison d... β (°)	θ (°)	Longueur (m)	Type de Pieu	Forme du pieu	Dimension Diamè...	Large...	Flexion suivant w...	M
1	-2.50	-5.40	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
2	2.50	-5.40	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
3	-2.50	-1.80	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
4	2.50	-1.80	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
5	-2.50	1.80	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
6	2.50	1.80	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
7	-2.50	5.40	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	
8	2.50	5.40	0.00	90.00	10.80	Foré boue	Circulaire	1.20		10178760 (C)	

Figure 4. 16 : Caractéristiques des fondations

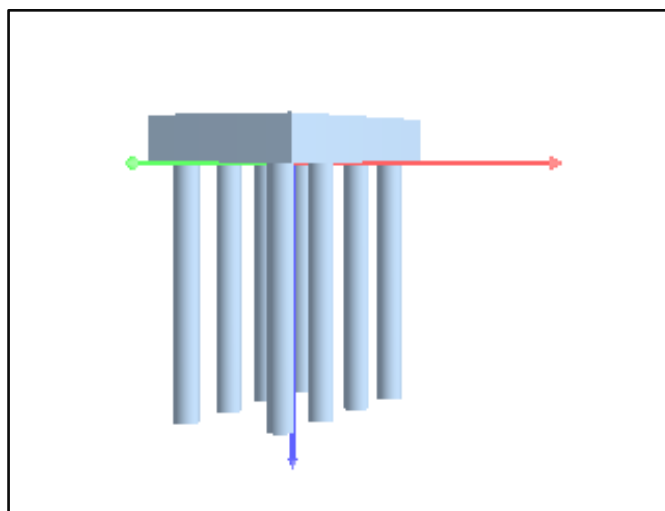


Figure 4. 17 : Vue 3D

6.3.3 Chargement

n°	Combinaisons état-limites	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Durée	Coeff kh...	2nd palier
1	E.L.S. quasi permanent	0.00	0.00	22304.00	10156.20	0.00	3882.20	Court terme	2.00	<input checked="" type="checkbox"/>

Figure 4. 18 : Chargement

6.3.4 Résultats

Les résultats de calcul de la capacité portante pour un groupe de pieux selon NF P92-262 et Fascicule 62 sont présentés dans (l'annexes 4).

7. Application du code de calcul GEOS

7.1 Pieu isolé

7.1.1 Géométrie

Pieu isolé en béton armé avec un diamètre de 1.20 m et une hauteur de 10.8m comme vous allez le voir dans la figure suivante (figure 4.19) :

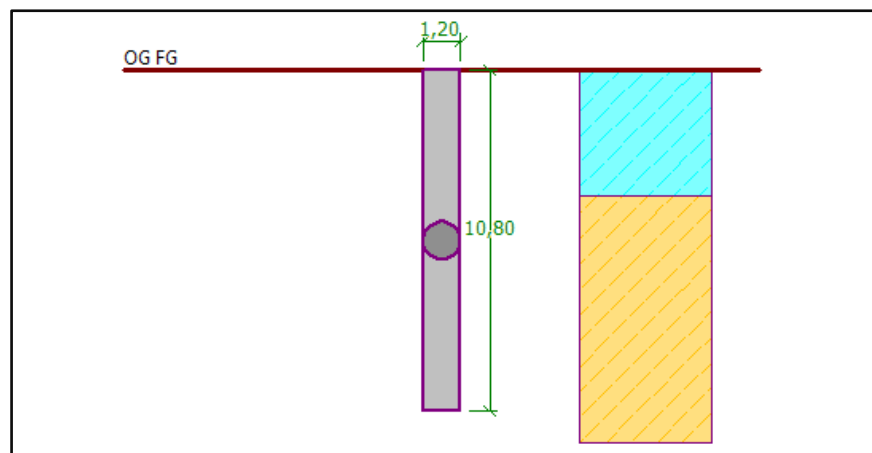


Figure 4. 19 : Géométrie du modèle numérique

7.1.2 Démarche de calcul

On fait le choix d'un modèle de calcul aux états limites (MEL) ou d'un modèle d'interaction sol-structure (MISS) et d'une distribution de coefficients partiels.

Le modèle MEL est adapté aux écrans en consoles (on utiliserait alors le programme GEOS – Pile).

7.1.3 Définition du modèle

7.1.3.1 Paramètres

Cliquer sur « Edition » pour régler les paramètres : en situation permanente tous les coefficients sont 1.0.

On n'oubliera pas de vérifier les réglages suivants :

- utiliser les coefficients partiels pour les calculs de pression,
- considérer une pression dimensionnant minimale.

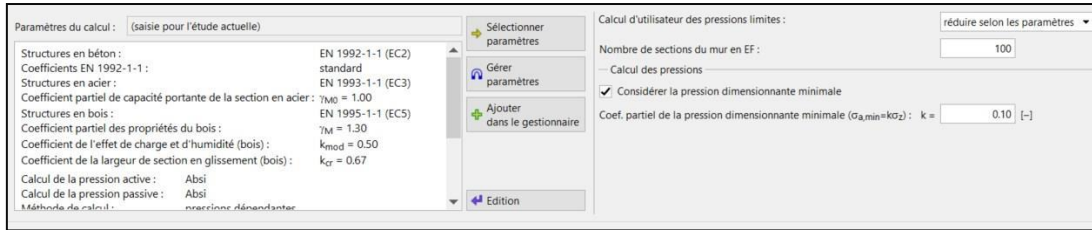


Figure 4. 20 : Edition des paramètres de l'étude actuelle

7.1.3.2 Profil

Selon notre donnée géotechnique :

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]
1	3,98	0,00 .. 3,98	8,00 .. 4,02
2	26,02	3,98 .. 30,00	4,02 .. -22,00
3	-	30,00 .. ∞	-22,00 .. -

Figure 4. 21 : La géométrie du profil

7.1.3.3 Sols

On définit ici les 2 types de sol selon les données géotechniques comme vous allez le voir dans la figure suivante (figure 4.22) :

No.	Soil name
1	Calcaire
2	grave argileux

Figure 4. 22 : les deux types de sols

7.1.3.4 Assignment

On associe ici chaque couche du profil avec un des sols renseignés comme vous allez le voir dans la figure suivante (figure 4.23) :

No.	Thickness [m]	Assigned soil
1	3,98	grave argileux
2	26,02	Calcaire
3		Calcaire

Figure 4. 23 : Assignment

7.1.3.5 Chargement

Dans cette partie de chargement, on applique la charge estimée par le Bureau d'études présentée dans la figure suivante (figure 4.24) :

No.	Load new edit	Name	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	Type
1	Yes	ELS	3588,30	0,00	0,00	0,00	0,00	Service

Figure 4. 24 : La charge appliquée

7.1.3.6 Géométrie

Cette fenêtre définit la géométrie du pieu comme vous allez le voir dans la figure suivante (figure 4.25):

— Basic dimensions —

Cross section of pile :

Pile diameter : d = [m]

Pile length : l = [m]

Material of pile :

— Technology —

Technology :

— Location —

Pile head offset : h = [m]

Depth of finished grade : h_z = [m]

Figure 4. 25 : La géométrie de pieu

7.1.3.7 Matériel

Dans cette fenêtre, on définit le type de béton C28 /35

Unit weight of str. : $\gamma =$ [kN/m³]

— Concrete — — Longitudinal reinforcement — — Transverse reinforcement —

Catalog	User def.	Catalog	User def.	Catalog	User def.
C 28/35		B500		B500	
f _{ck} = 28,00 MPa		f _{yk} = 500,00 MPa		f _{yk} = 500,00 MPa	
f _{ctm} = 2,80 MPa					
E _{cm} = 32000,00 MPa					
G = 13462,00 MPa					

Figure 4. 26 : Le choix du béton et ses paramètres

La forme finale de notre modèle en 3D est présentée dans la figure suivante (figure 4.27) :

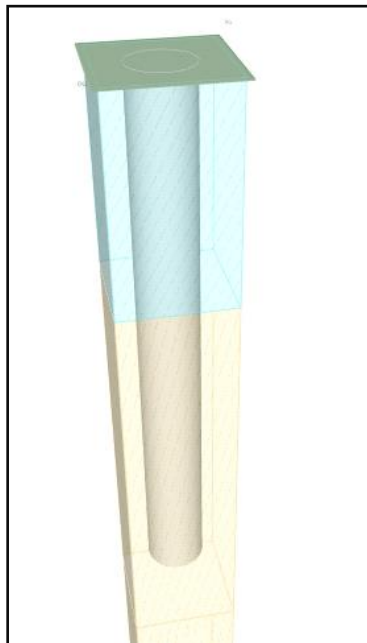


Figure 4. 27 : Vue 3D du modèle numérique

7.1.3.8 Résultats

Après la modélisation et le chargement on lance le calcul. Les résultats sont présentés dans la figure suivante (figure 4.28) et le tableau joint ci-après (tableau 4.13) :

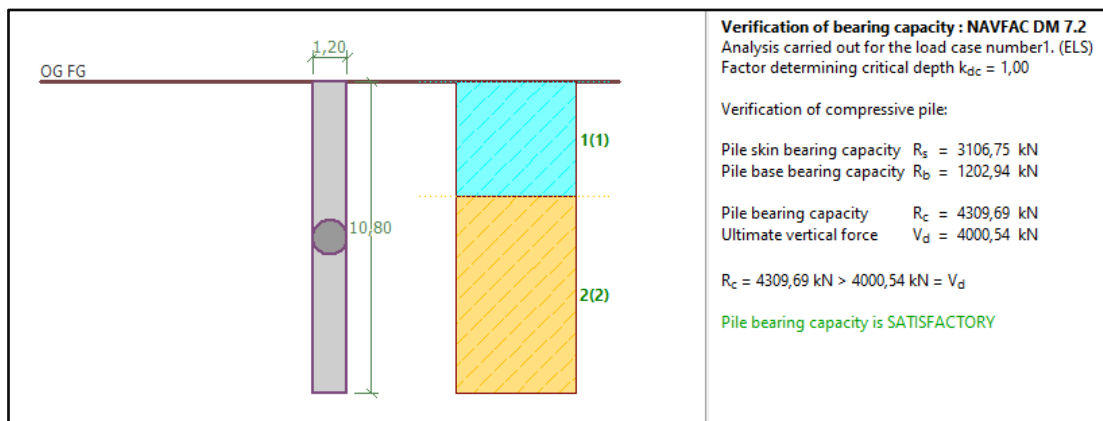


Figure 4. 28 : la fenêtre des résultats

Tableau 4. 13 : Les résultats issus du code de calcul GEO5

	Résultats
La charge limite de la pointe(MN)	1.202
La charge limite de frottement latérale (MN)	3.106
La charge limite (MN)	4.309

7.2 Groupe de pieux

7.2.1 Géométrie

Un groupe de huit pieux en béton armé avec un diamètre de 1.20 m et une hauteur de 10.80 m pour chaque pieu avec une semelle rectangulaire (7.40 X 13.20) m² pour une épaisseur de 2m est représenté voir dans les figures suivantes (figure 4.29 et 4.30) :

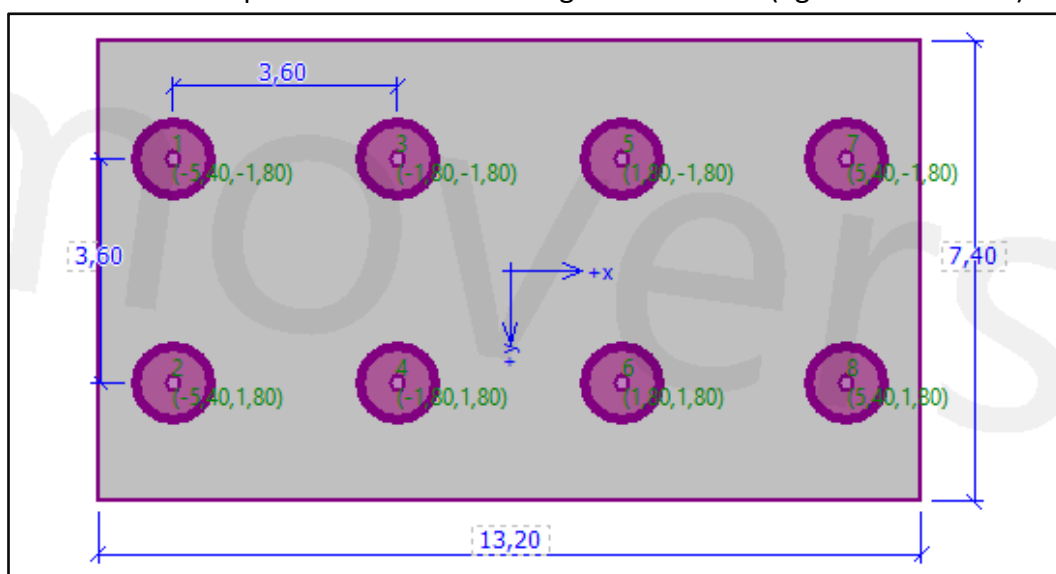


Figure 4. 29 : La structure de la semelle de l'appui P7 viaduc V4.0

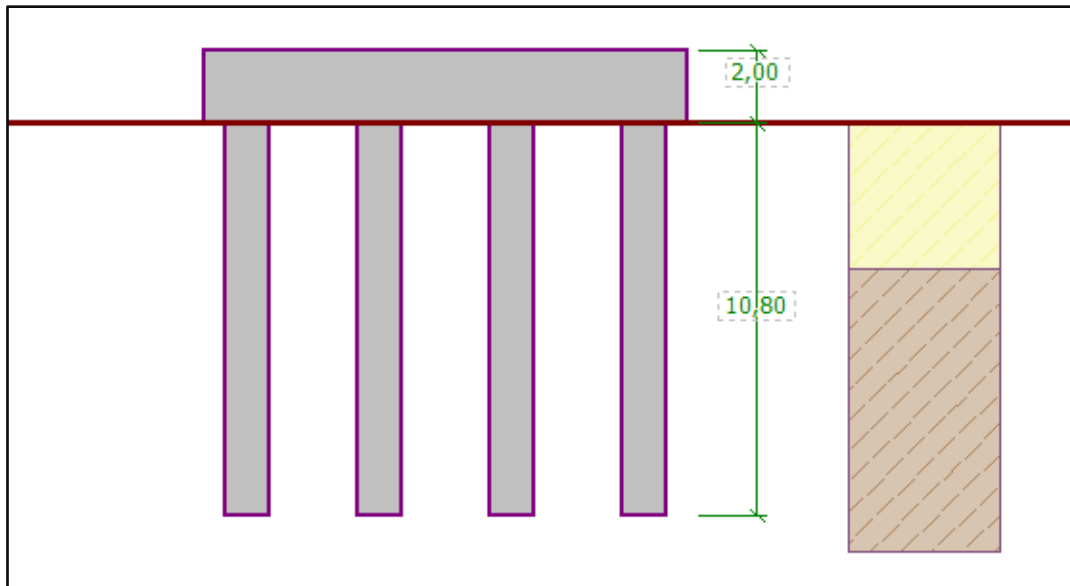


Figure 4. 30 : La géométrie du modèle numérique

Dans ce modèle, nous utilisons les mêmes données géotechniques présentées dans la partie dédiée au pieu isolé.

7.2.2 Démarche de calcul

On fait le choix d'un modèle de calcul aux états limites (MEL) ou d'un modèle d'interaction sol-structure (MISS) et d'une distribution de coefficients partiels.

Le modèle MEL est adapté aux écrans en consoles (on utiliserait alors le programme GEO5 – Pile Group).

7.2.3 Définition de modèle

Pour les paramètres et le sol, nous utilisons les mêmes données présentées dans le modèle du pieu isolé.

7.2.3.1 Chargement

Dans cette partie, on applique la charge estimée par le Bureau d'études présentée dans les annexes et dans la figure suivante (figure 4.31) :

No.	Load new edit	Name	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]	Type
1	Yes	ELU	30060,60	836,40	13710,90	41,00	0,00	0,00	Design
2	Yes	ELS	22304,50	619,60	10156,20	30,40	0,00	0,00	Design

Figure 4. 31 : les différents cas de chargement pour le modèle du groupe de pieux

La configuration finale de notre modèle en 3D est présentée dans la figure suivante (figure 4.32):

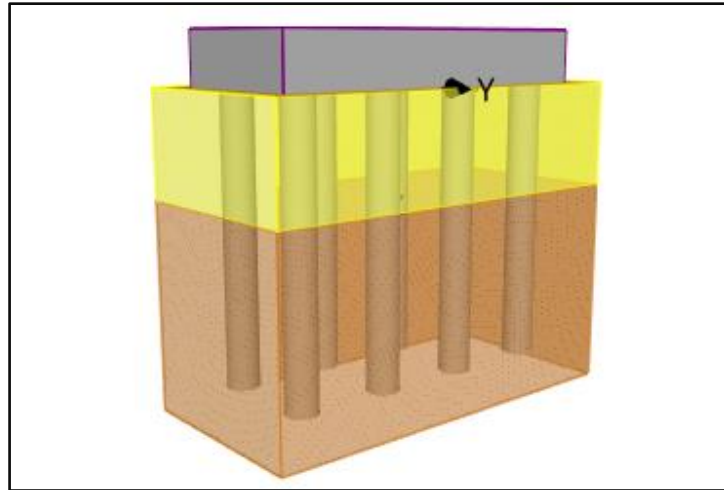


Figure 4. 32 : Vue 3D du modèle de groupe de pieux

7.2.3.2 Résultats

Les résultats sont présentés dans la figure suivante (figure 4.33) et le tableau joint ci-après (tableau 4.14):

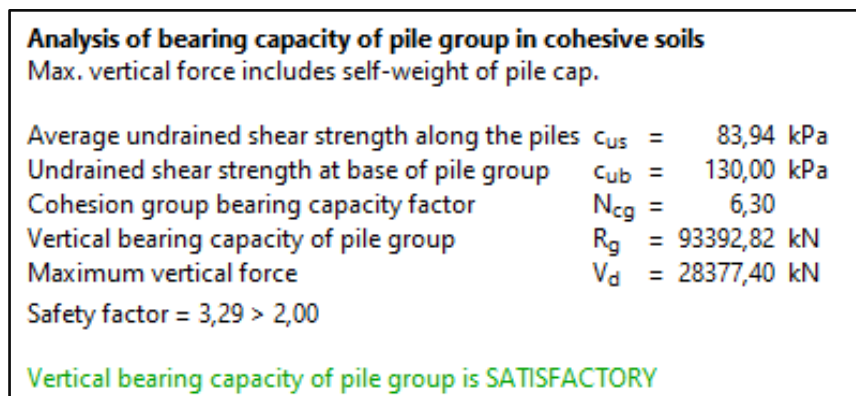


Figure 4. 33 : fenêtre des résultats

Tableau 4. 14 : Le résultat de code de calcul GEO5

	Résultats
Capacité portante pour groupe des pieux (MN)	93.392

Partie 2. Application numérique

1. Application PLAXIS 2D V2020

1.1 Pieu isolé model béton armé

1.1.1 Définition géométrique du modèle

Le modèle géométrique renferme un pieu en béton armé de 10.80 m de profondeur et 1.20 m de diamètre). Le problème est sous forme une tache plane, le milieu est modélisé avec une répartition des éléments triangulaires à 15 nœuds et des éléments d'interfaces comme le montre la figure suivante (figure 4.34) :

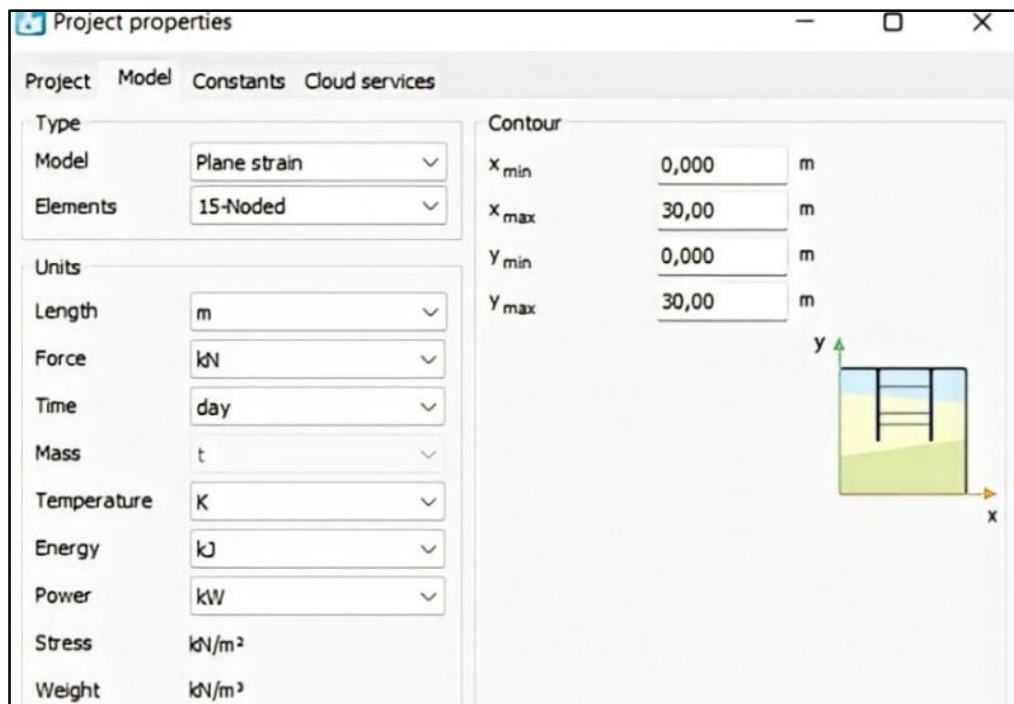


Figure 4. 34 : fenêtre des propriétés de projet

1.1.2 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère utilisé dans notre travail est celui de Mohr-Coulomb. Ce critère demande d'introduire cinq paramètres tels que : E , ν , C et ϕ , angle de dilataance Ψ comme vous allez voir dans les figures suivantes (figure 4.35 et 4.36) : les valeurs des caractéristiques selon (tableau 3.3).

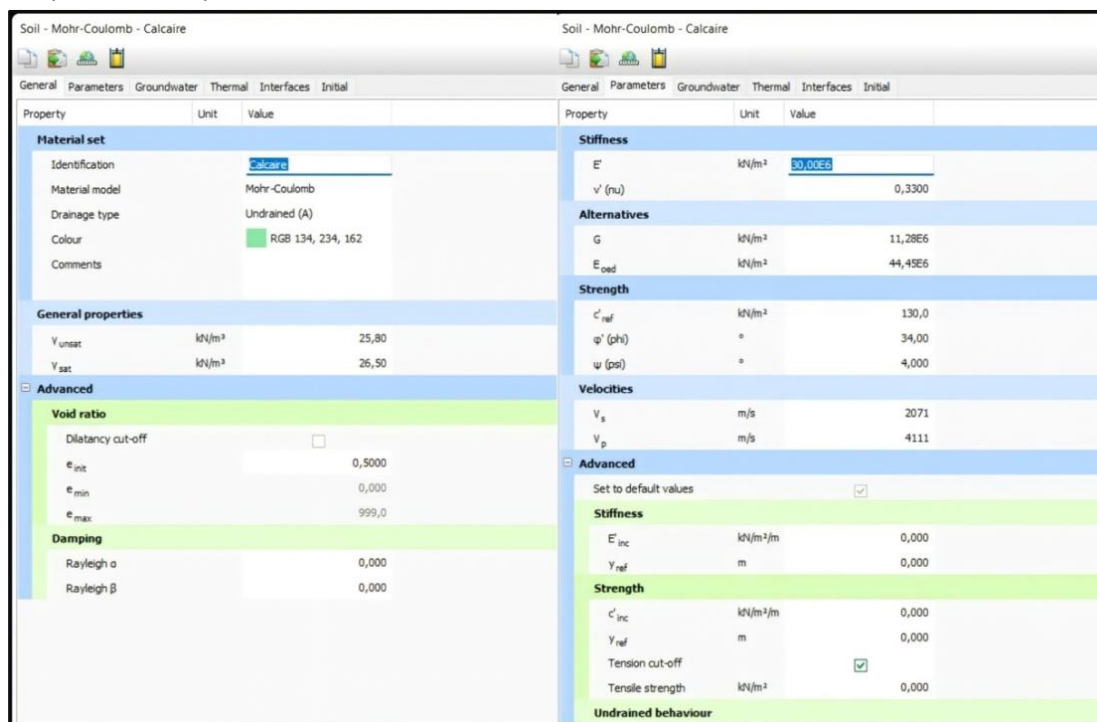


Figure 4. 35 : Les paramètres du critère Mohr-Coulomb pour la couche du calcaire

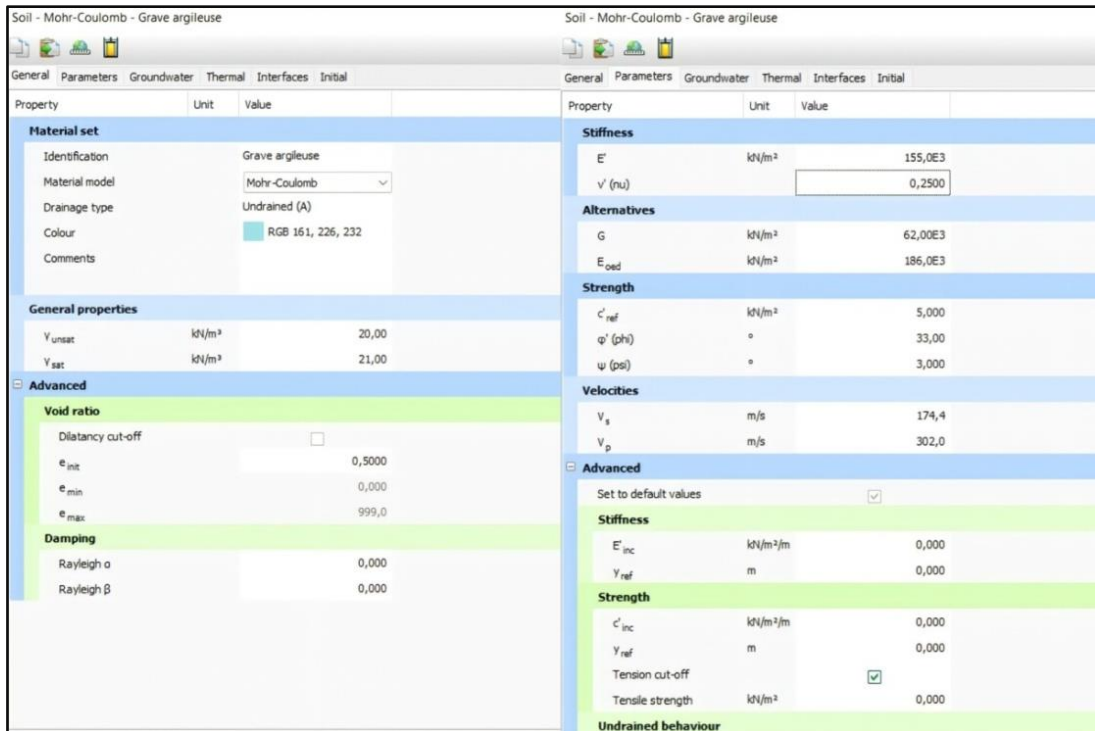


Figure 4. 36 : Les paramètres du critère Mohr-Coulomb pour la couche du grave argileux

1.1.3 Linéaire élastique

Le critère utilisé dans notre travail est celui de linéaire élastique (loi de Hooke). Ce critère est utilisé pour le béton comme vous allez le voir dans la figure suivante (figure 4.37):

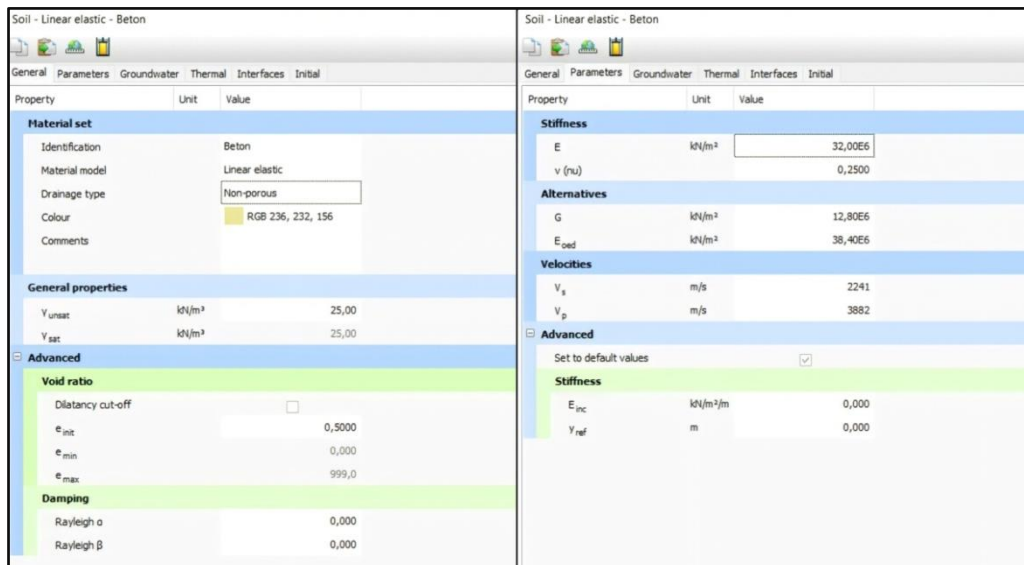


Figure 4. 37 : Les paramètres du critère linéaire élastique pour le béton

1.1.4 Maillage

Pour générer le maillage du massif de sol qui est hétérogène, PLAXIS nous permet d'effectuer automatiquement le maillage avec la possibilité de le raffiner localement.

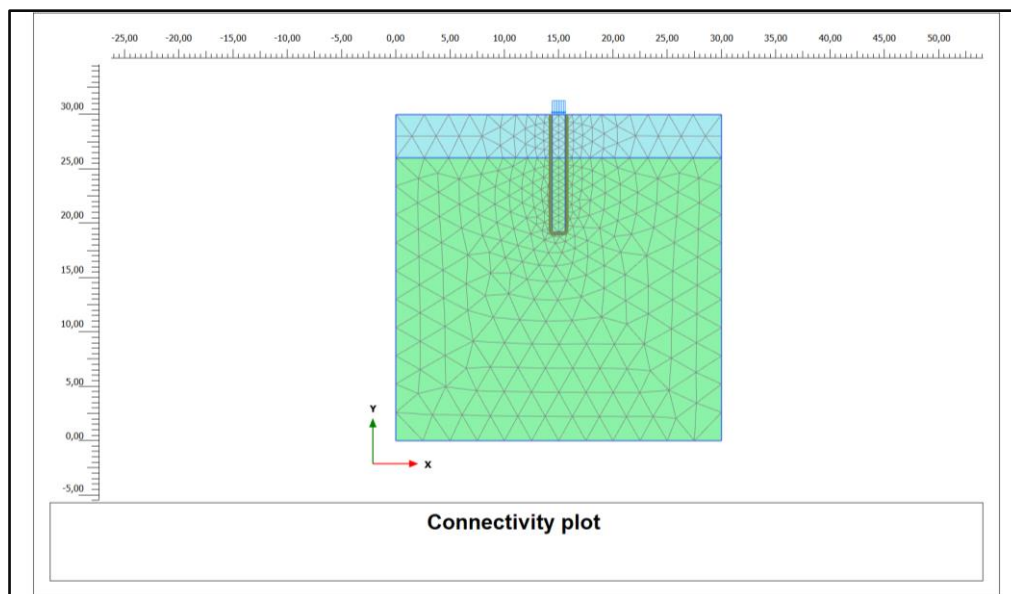


Figure 4. 38 : Maillage du modèle du pieu isolé béton armé

1.1.5 Les conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites est effectué par défaut, libre en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloqué au fond, il est valable pour les différents types des pieux voir la figure suivante (figure 4.39):

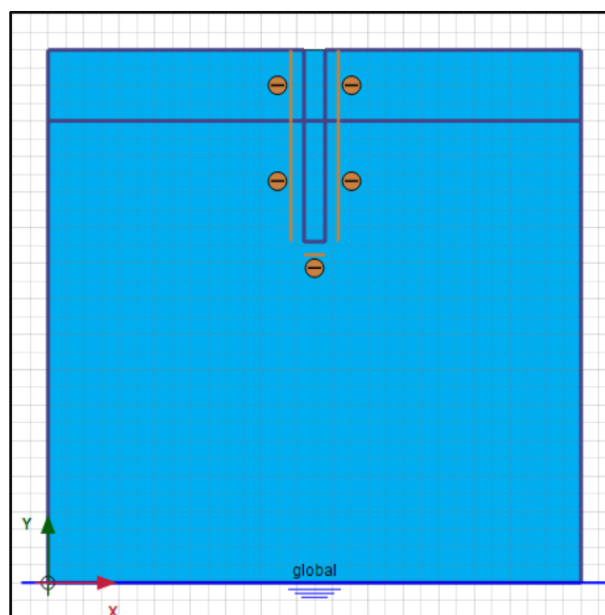


Figure 4. 39 : l'application des conditions aux limites

1.1.6 Conditions initiales

Une fois la géométrie du modèle créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiées. Cela se fait dans la partie traitant les conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de trois phases différentes :

- Initiale phase : présentée dans la figure suivante (figure 4.40):

Name	Value
General	
ID	Initial phase [InitialPhase]
Calculation type	K0 procedure
Loading type	Staged construction
Σ weight	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Estimated end time	0,000 day
First step	
Last step	
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Updated water pressure	<input type="checkbox"/>
Ignore suction	<input checked="" type="checkbox"/>
Numerical control parameters	
Use compression for result	<input type="checkbox"/>

Figure 4. 40 : Phase initiale

- Phase de construction : présentée dans la figure suivante (figure 4.41):

Name	Value
General	
ID	Pile construction [Phase_1]
Start from phase	Initial phase
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
Σ stage	1,000
Σ weight	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Time interval	0,000 day
Estimated end time	0,000 day
First step	
Last step	
Design approach	(None)
Special option	0
Deformation control parameters	
Ignore undr. behaviour (A,	<input type="checkbox"/>
Reset displacements to zero	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset small strain	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset state variables	<input type="checkbox"/>
Reset time	<input type="checkbox"/>
Updated mesh	<input type="checkbox"/>
Updated water pressure	<input type="checkbox"/>
Ignore suction	<input checked="" type="checkbox"/>
Cavitation cut-off	<input type="checkbox"/>
Cavitation stress	100,0 kN/m ²

Figure 4. 41 : Phase de construction

- Phase de chargement : les mêmes conditions de la phase construction et on ajoute le chargement.

Dans notre application, nous avons utilisé le principe de l'essai de chargement ; donc nous avons appliqué six phases présentées dans la figure suivante (figure 4.42):

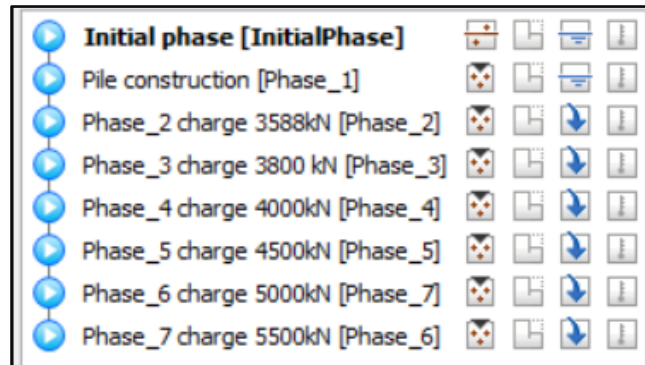


Figure 4. 42 : Différents phases

1.1.7 Résultats

On a choisi un calcul plastique, et l'on souhaite que le chargement se poursuive automatiquement jusqu'au niveau ultime demandé. Ce chargement est construit en plusieurs étapes.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements et les contraintes, comme il est nécessaire de choisir dans la phase des calculs les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement(en nœuds) qu'en contraintes (des points de Gauss).

De la même façon et pour le même pieu, nous proposons de suivre un point se trouvant à la base du pieu C, et au milieu de pieu B et un point en surface A sur la tête du pieu. Pour amples de détails (voir l'annexe 6).

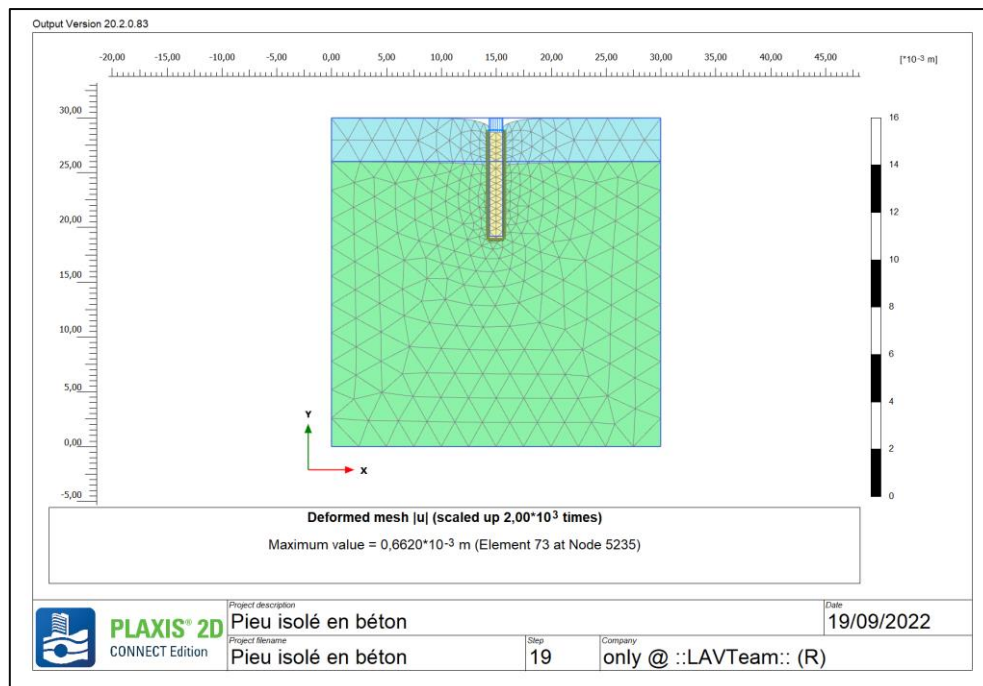


Figure 4. 43 : Résultat de déplacement U pieu isolé en béton armé

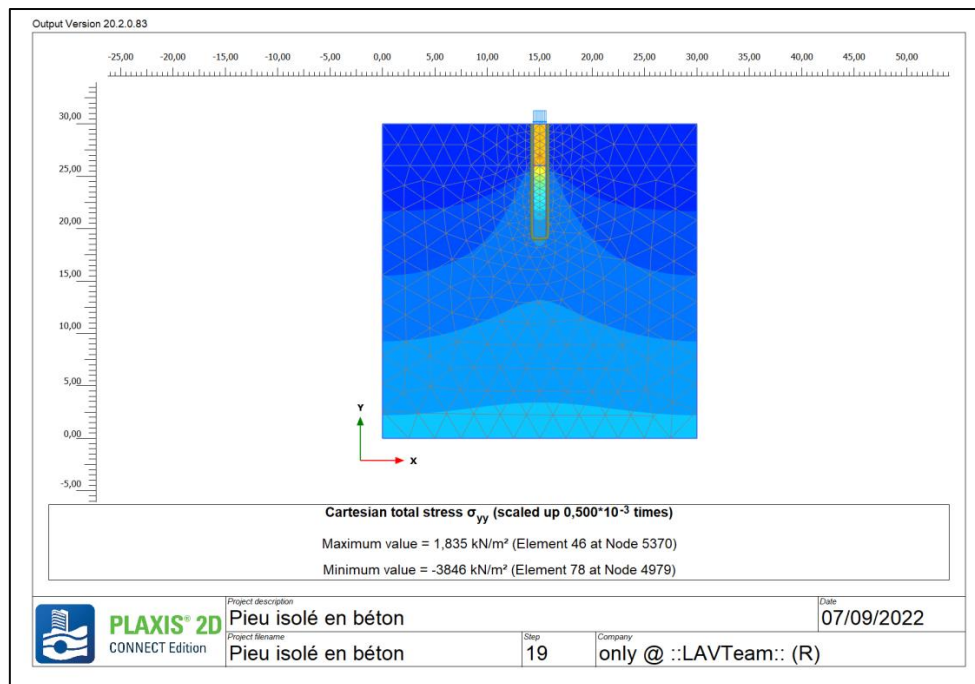


Figure 4. 44 : Résultat maximal des contraintes verticales

Tableau 4. 15 : Résultats de déplacement et contrainte verticale

Phases /chargement	Déplacement U (mm)	Contrainte σ_{yy} (kN/m ²)
Phase 1 /0 KN	$2.575 \cdot 10^{-3}$	751.5
Phase 2 /3588KN	0.6620	3846
Phase 3/ 3800KN	0.7051	4064
Phase 4/ 4000KN	0.7512	4207
Phase 5/ 4500KN	0.8624	4633
Phase 6/ 5000KN	0.9799	5086
Phase 7/ 5500KN	1.099	5544

1.2 Pieu isolé model élément poutre

1.2.1 Définition géométrique du modèle

Le modèle géométrique renferme un pieu en élément poutre de 10.80 m de profondeur et 1.20 m de diamètre). Le problème est sous forme une tache plane, le milieu est modélisé avec une répartition des éléments triangulaires à 15 nœuds et des éléments d'interfaces comme le montre la figure suivante :

Nous avons appliqué pour ce modèle les mêmes critères appliqués dans le modèle pieu isolé en béton armé.

1.2.2 Le maillage

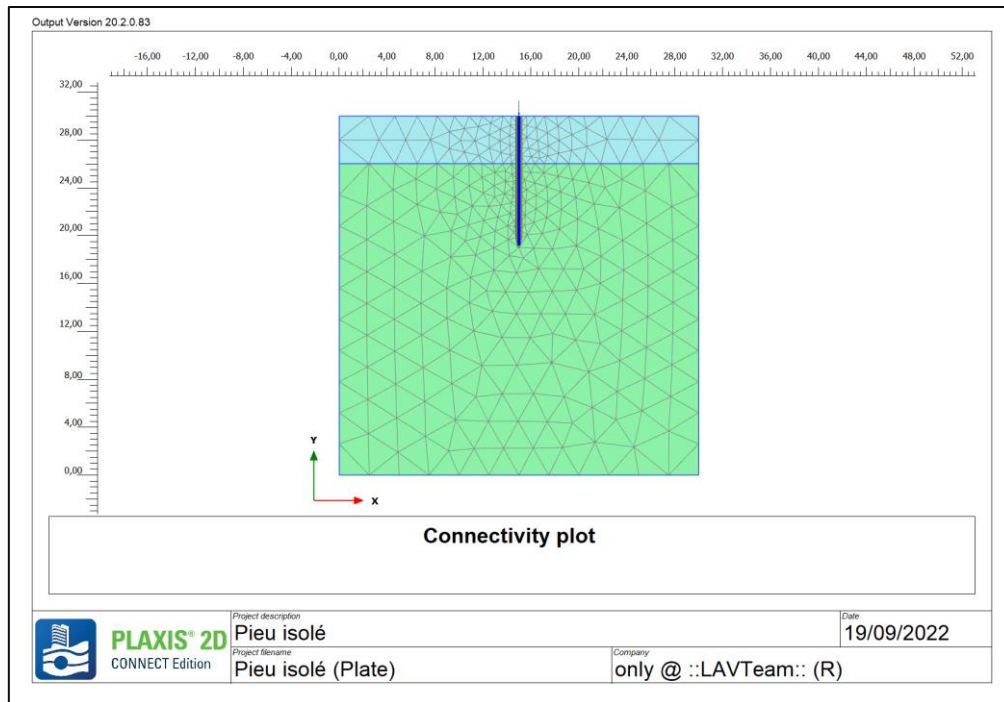


Figure 4. 45 : Le maillage du model pieu isolé élément poutre

1.2.3 Condition initial

On a appliqué le même principe du modèle du pieu isolé

- Phase initiale
- Phase de construction
- Phases de chargement

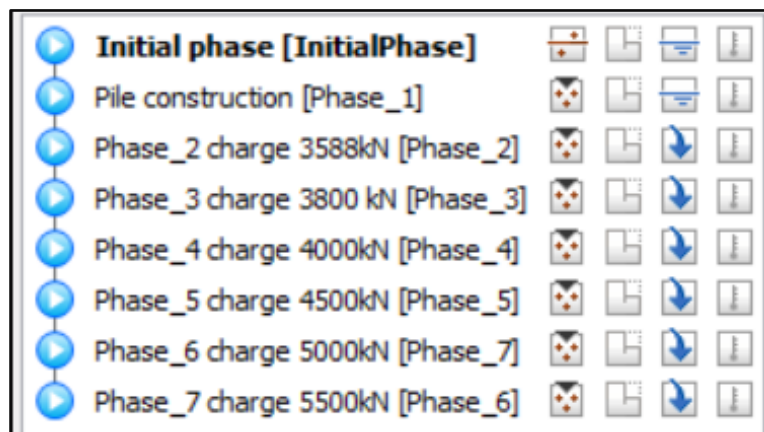


Figure 4. 46 : Différent phases de calcul

1.2.4 Résultats

De la même façon et pour le même pieu, nous proposons de suivre un point se trouvant à la base du pieu C, et au milieu de pieu B et un point en surface A sur la tête du pieu Pour amples de détails (voir l'annexe 6).

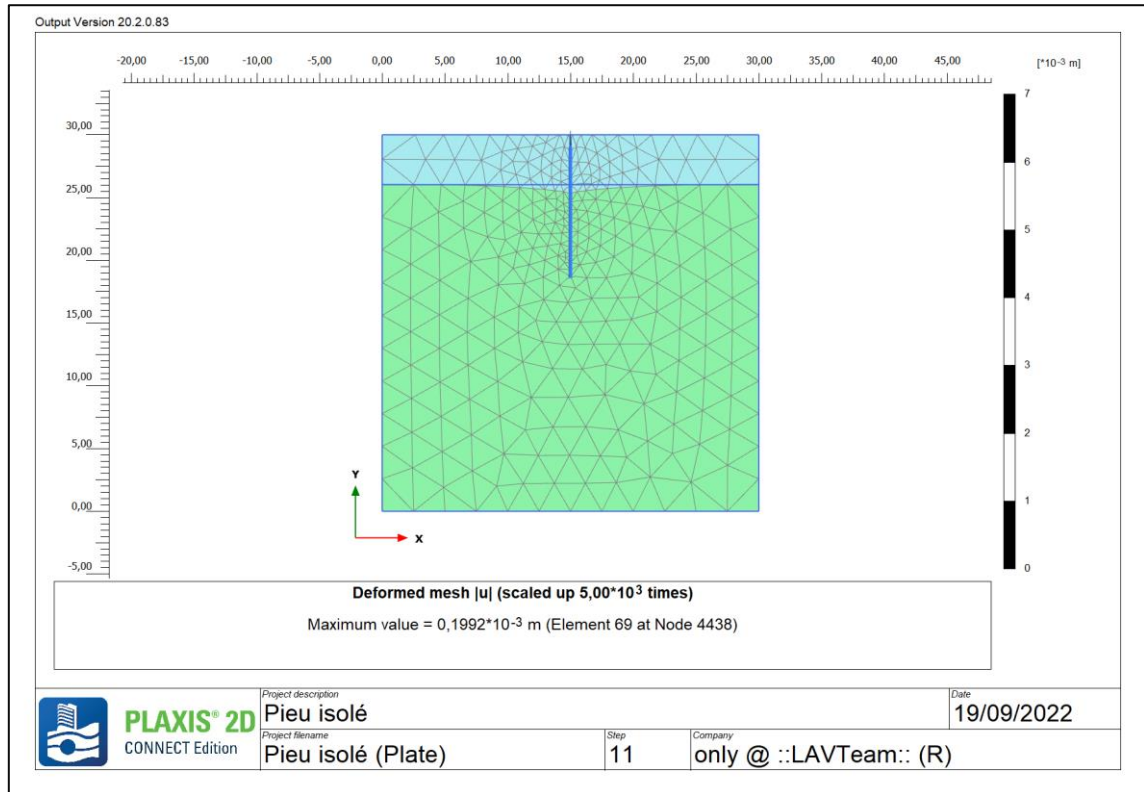


Figure 4. 47 : Résultat de tassement pour pieu isolé élément poutre

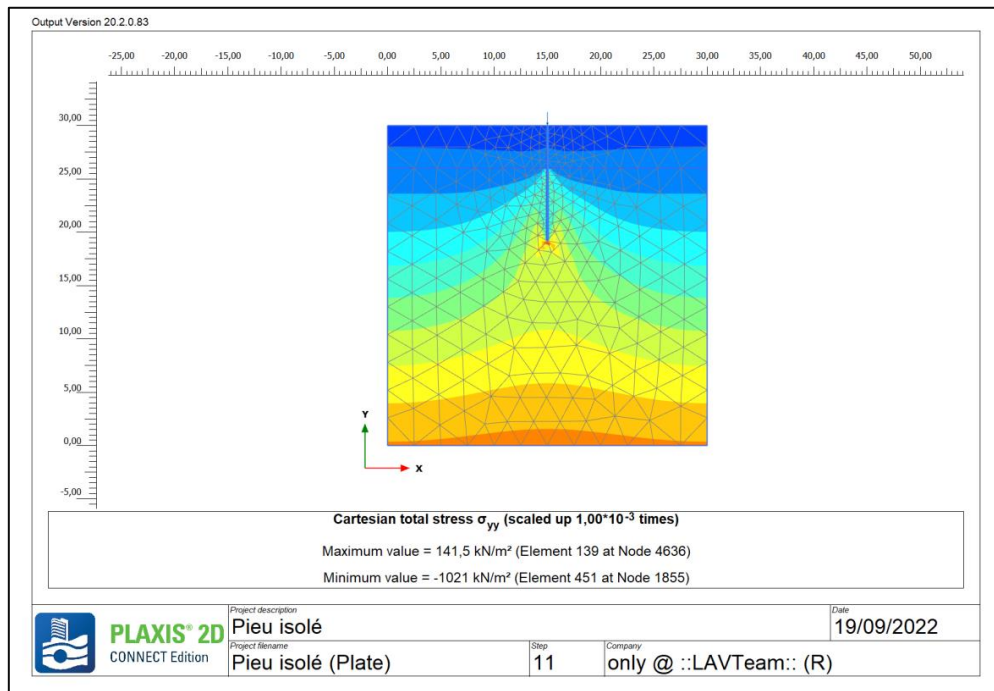


Figure 4. 48 : Contrainte maximal pour pieu isolé élément poutre

Tableau suivant (tableau 4.16) présent les résultats de tassement et le déplacement vertical

Tableau 4. 16 : Résultats de déplacement et contrainte verticale

Phases /chargement	Déplacement U (mm)	Contrainte σ_{yy} (kN/m ²)
Phase 1 /0 KN	$0.1152 \cdot 10^{-3}$	751
Phase 2 /3588KN	0.1992	1021
Phase 3/ 3800KN	4.177	1349
Phase 4/ 4000KN	4.837	1463
Phase 5/ 4500KN	5.685	1612
Phase 6/ 5000KN	6.539	1759
Phase 7/ 5500KN	7.399	1910

1.3 Groupe de pieux

1.3.1 Définition géométrique du modèle

Le modèle géométrique contient un groupe de pieux en béton de 10.80 m de profondeur et 1.20 m de diamètre) et une semelle de (13.20 x 7.40) d'épaisseur de 2m. Le problème est sous forme d'une tache plane, le milieu est modélisé avec une répartition des éléments triangulaires à 15 nœuds et des éléments d'interfaces comme le montre la figure ci-après :

Nous avons appliqué pour un groupe de pieux les mêmes critères appliqués dans le modèle pieu isolé.

1.3.2 Le maillage

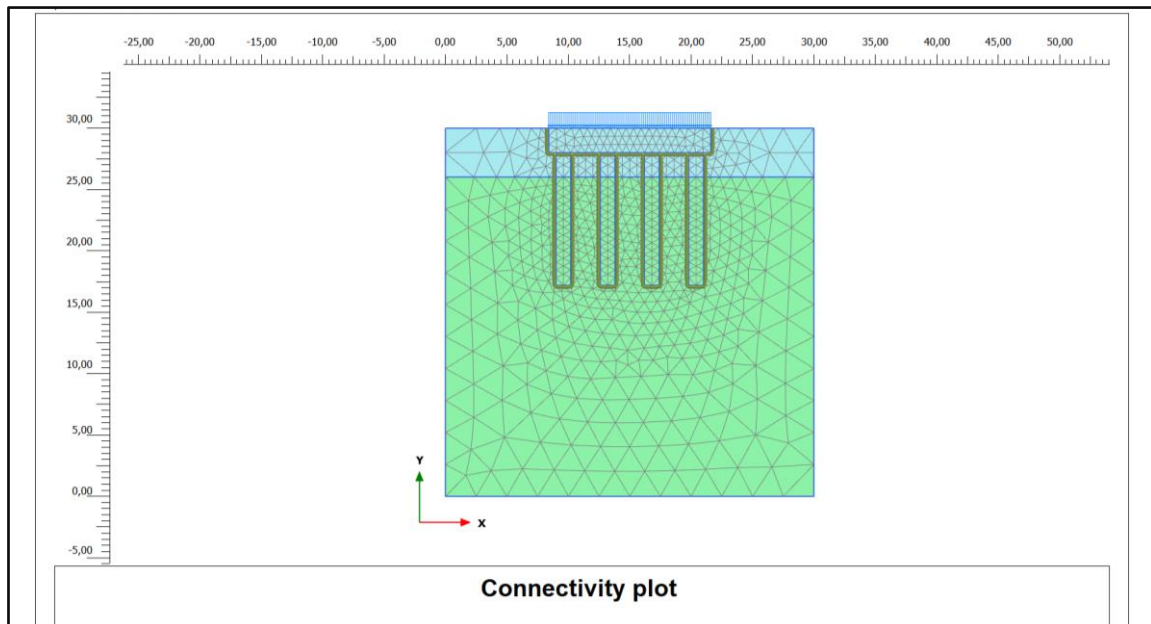


Figure 4. 49 : Maillage du modèle du groupe de pieux

1.3.3 Condition aux limites

On a appliqué le même principe du modèle du pieu isolé

- Phase initiale
- Phase de construction
- Phases de chargement

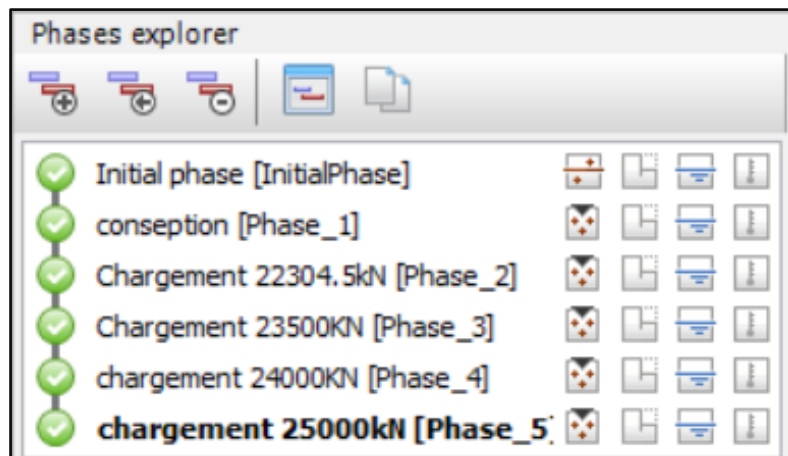


Figure 4. 50 : Différent types de phases de chargement

1.3.4 Résultats

Plus de détails (voir annexe 6)

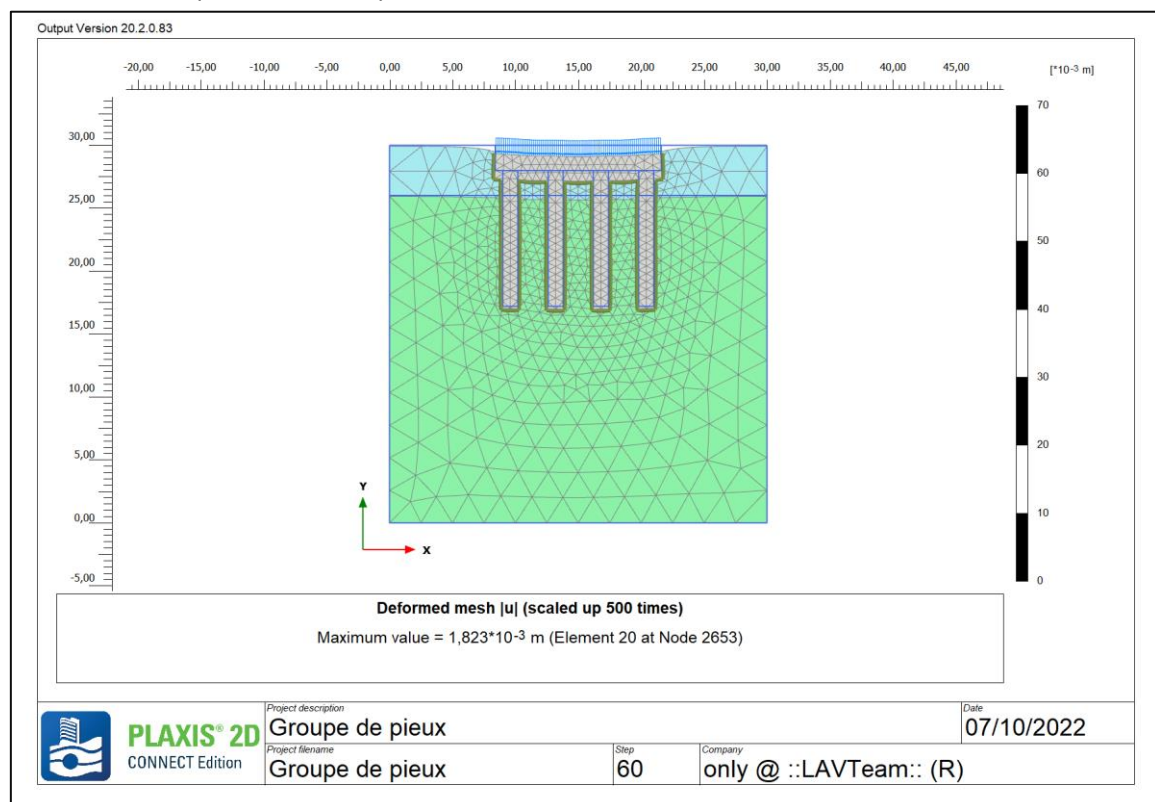


Figure 4. 51 : Déplacement de groupe de pieux

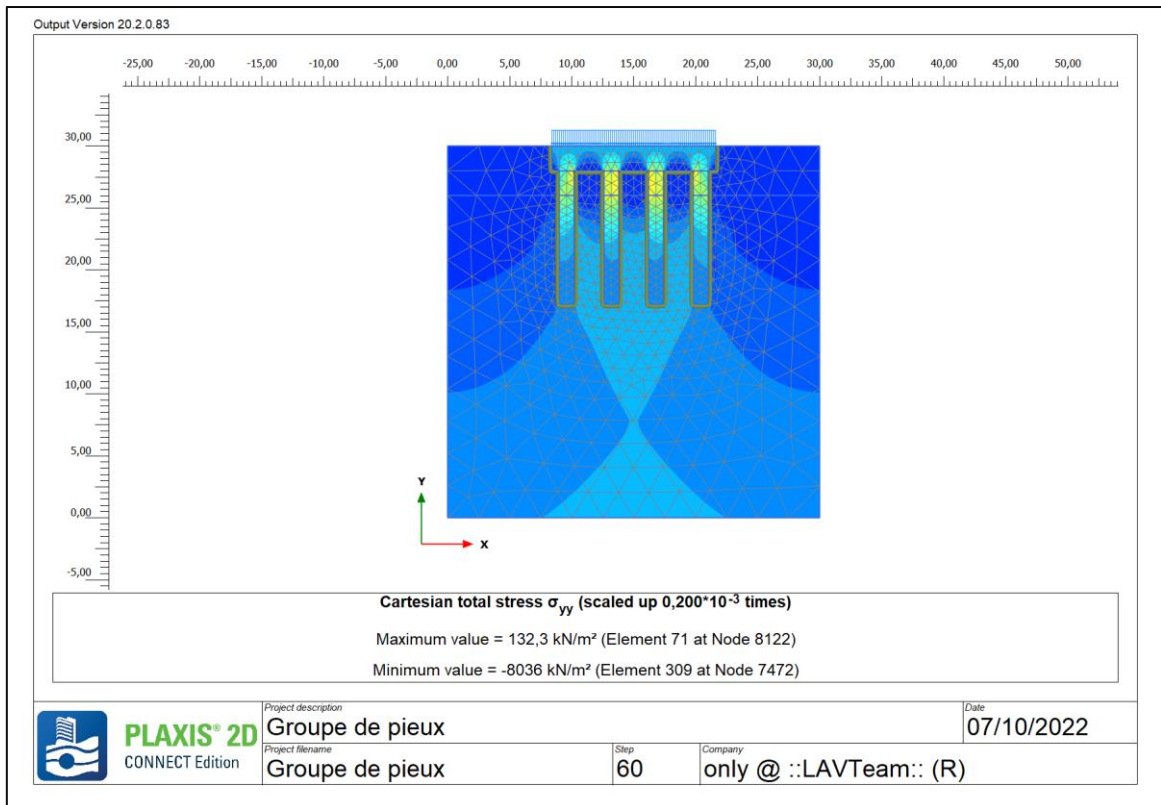


Figure 4. 52 : Résultat des contraintes pour groupe de pieux

Tableau suivant (tableau 4.17) présent les résultats de tassement et le déplacement vertical

Tableau 4. 17 : Résultats des déplacements et des contraintes verticales

Phases /chargement	Déplacement U (mm)	Contrainte σ_{yy} (KN/m ²)
Phase 1 /0 kN	0.01	756.1
Phase 2/ 22304 kN	1.832	8036
Phase 3/ 23500 kN	1.932	8476
Phase 4/ 24000 kN	1.969	8643
Phase 5/ 25000 kN	1.973	8621

3. Conclusion

D'après les résultats de plusieurs règlements et les applications numériques, il a été constaté que la méthode pressiométrique donne de bons résultats, ce qui va être démontré dans la partie suivante en entamant une comparaison entre les résultats obtenus par les différentes méthodes.

Discussions des résultats

1. Discussions des résultats de la capacité portante d'un pieu isolé

1.1 Confrontation des résultats issus du code de calcul GEOFOND 1.22 avec les résultats de référence (BET)

Tableau 4. 18 : Résultats d'application du code de calcul GEOFOND 1.22 et les résultats de référence (BET).

	La méthode pressiométrique							La méthode traditionnelle	Ecart4 %		
	BET	Fascicule-62	Ecart1 %	DTU 13.2	Ecart2 %	NF P94-262	Ecart3 %				
Pression limite équivalente (MPa)	3.73	3.73	0	3.98	6.28	3.73	0	-	-		
Facteur de portance	1.1	1.1	0	2.6	57.69	1.45	24.13	-	-		
La charge limite de la pointe(MN)	4.64	4.64	0	11.70	60.34	6.12	24.18	39.50	81.06		
La charge limite de frottement latérale(MN)	7.18	8.34	13.90	9.80	14.89	6.09	26.97	2.23	72.36		
La charge limite (MN)	11.80	13.00	9.23	21.50	39.53	12.21	6.07	41.70	62.23		
La charge de fluage(MN)	7.35	8.16	9.92	-	-	-	-	-	-		
La charge à l'état limite ultime Q_{ELU} (MN)	8.45	$Q_{\text{Fondamental}}$	9.27	8.84	13.20	29.77	$R_{C;d}$ (durables et transitoires ou sismique)	9.65	3.93	21.40	50
	9.86	$Q_{\text{Accidentelle}}$	10.80	8.70			$R_{C;d}$ (accidentelle)	10.60	1.85		
La charge à l'état limite service Q_{ELS} (MN)	6.68	Q_{Rare}	7.42	9.97	8.76	33.44	$R_{C;cr;d}$ (caractéristiques)	7.07	4.71	14.10	51.84
	5.25	$Q_{\text{Quasi-permanent}}$	5.83	9.94			$R_{C;cr;d}$ (quasi-permanent)	5.79	0.68		
			>3.5883				>3.5883				

Remarque :

- ✓ Ecart 1 : entre BET et résultat
- ✓ Ecart 2 : entre DTU 13.2 et fascicule-62 Titre V
- ✓ Ecart 3 : entre NF P94-262 et fascicule-62 Titre V
- ✓ Ecart 4 : entre la méthode pressiométrique et la méthode traditionnelle

• Comparaison des résultats issus du fascicule-62 titre V calculé avec ceux de la référence (BET)

Dans notre étude, la valeur de la charge limite de la pointe Q_p issue du code de calcul GEOFOND 1.22 selon le fascicule-62 Titre V et celle trouvée par le BET sont équivalentes. Cela peut être expliqué par le fait que notre application a été réalisée sur la base des mêmes pressions limites de l'essai pressiométrique d'une part, et de la même valeur du coefficient k_p , d'autre part (voir tableau 4.18).

Par ailleurs, la valeur de la charge limite du frottement latérale Q_s de l'application GEOFOND 1.22 selon le fascicule-62 Titre V diffère de celle trouvée par le BET par le fait que le Q_s dépend des caractéristiques du sol et que dans notre application nous avons

utilisé une formation de différentes couches de sol suivant le règlement du fascicule 62 (Tableau 4.18), contrairement à l'application du (BET) basée sur la formation (Argile mole, Roche), (Annexe 1/ plan transversal pile 7) (Voir tableau 4.18).

Il en découle un écart de 9.23% entre la charge limite totale de notre application et celle du (BET). De plus, les résultats finaux trouvés par le GEOFOND 1.22 dans les deux combinaisons (ELS ; ELU) sont vérifiés, avec un écart de 9.94% par rapport à l'étude du (BET), (voir tableau 4.18).

- **Comparaison des résultats calculés à partir des 3 règlements (DTU ; Fascicule-62 titre V ; NF P94-262)**

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 trois règlements (DTU 13.2 ; Fascicule-62 titre V; NF P94-262) (voir tableau 4.18).

Cela est justifié par le fait que chaque règlement exige une zone d'intégration pour le calcul de la pression limite équivalente P_{ie} et un facteur de portance K_p différent.

Il convient de noter que la charge limite de la pointe dans le DTU 13.2 est la plus élevée par rapport aux autres règlements. Du fait que le DTU 13.2 se base exclusivement sur des abaques dans la détermination du frottement latéral ainsi qu'il comporte une méthode de calcul à partir des essais de laboratoire qui donne par la suite une mauvaise qualité de prévision (voir tableau 4.18).

D'autre part, les charges limites de frottement latéral Q_s obtenues par les trois règlements (DTU 13.2 ; Fascicule 62 titre V; norme NF P94-262) ne sont pas les mêmes ceci est dû essentiellement au choix de la formation de sol qui varie d'un règlement à un autre, comme expliqué précédemment, (voir tableau 4.18).

Cependant, les résultats finaux donnés par le GEOFOND 1.22 pour la méthode pressiométrique selon (Fascicule 62 et Eurocode 7) dans les deux combinaisons (ELS ; ELU) sont totalement vérifiés et ils se rapprochent aux résultats de référence (BET) avec un écart moyen de 9.63%, hormis le résultat obtenu par le DTU présentant un écart important qui est de l'ordre de 40.06%, (voir tableau 4.18).

- **Comparaison des résultats pressiométriques avec les résultats traditionnels issus du DTU 13.2**

En comparant les charges limites totales Q_u de la méthode traditionnelle selon le DTU 13.2 et de la méthode pressiométrique, on constate que la valeur de la charge limite totale Q_u de la méthode traditionnelle est plus élevée par rapport à celle de la méthode pressiométrique. Cela est dû à la valeur très importante de la charge limite de pointe Q_p et le manque de précision des valeurs C et φ puisqu'elles sont issues des essais au laboratoire et donc probablement une augmentation du risque d'erreur, (voir tableau 4.18).

1.2 Comparaison des résultats GEOFOND 1.22 avec les résultats calculés manuellement

Tableau 4. 19 : Résultats du GEOFOND 1.22 et les résultats calculés par la méthode manuelle

	La méthode traditionnelle			La méthode pressiométrique										
	DTU 13.2			DTU 13.2			Fascicule-62			NF P94-262				
	Calcul manuel	Code de calcul	Ecart 1 %	Calcul manuel	Code de calcul	Ecart 2 %	Calcul manuel	Code de calcul	Ecart3 %	Calcul manuel	Code de calcul	Ecart 3 %		
Pression limite équivalente (MPa)	-	-	-	3.98	3.98	0	3.72	3.73	0.26	3.72	3.73	0.26		
Facteur de portance	-	-	-	2.6	2.6	0	1.1	1.1	0	1.45	1.45	0		
La charge limite de la pointe(MN)	37.87	39.50	4.12	11.70	11.70	0	4.62	4.64	0.43	6.09	6.12	0.49		
La charge limite de frottement latérale(MN)	2.23	2.23	0	9.79	9.80	0.10	8.32	8.34	0.23	6.19	6.09	1.61		
La charge limite (MN)	40.10	41.70	3.83	21.49	21.50	0.04	12.94	13	0.46	12.28	12.21	0.57		
La charge de fluage(MN)	-	-	-	-	-	-	8.13	8.16	0.36	-	-	-		
La charge à l'état limite ultime Q _{ELU} (MN)	20.61	21.40	3.69	13.19	13.20	0.07	9.24	Q _{Fondamental}	9.27	0.32	9.25	R _{dur.trans.sis}	9.65	4.14
							10.78	Q _{Accidentelle}	10.80	0.02	10.1	R _{accidentelle}	10.60	4.05
La charge à l'état limite service Q _{ELS} (MN)	13.61>3.5883	14.10>3.5883	3.47	8.76>3.5883	8.76>3.5883	0	7.39	Q _{Rare}	7.42	0.40	6.79	R _{caractéristiques}	7.07	3.96
							5.81>3.5883	Q _{Quasi-permanent}	5.83>3.5883	0.34	5.55>3.5883	R _{quasi-permanent}	5.79>3.5883	4.14

Remarque :

- ✓ Ecart 1 : entre les résultats du calcul manuel et ceux du GEOFOND par la méthode traditionnelle selon DTU 13.2
- ✓ Ecart 2 : entre les résultats du calcul manuel et ceux du GEOFOND par la méthode pressiométrique selon DTU 13.2
- ✓ Ecart 3 : entre les résultats du calcul manuel et ceux du GEOFOND par la méthode pressiométrique selon fascicule-62 Titre V
- ✓ Ecart 4 : entre les résultats du calcul manuel et ceux du GEOFOND par la méthode pressiométrique selon NF P 94-262

Dans le tableau ci-dessus (tableau 4.19), on constate que les résultats manuels des deux méthodes traditionnelles selon le DTU 13.2 et pressiométrique selon les trois règlements (DTU 13.2; Fascicule-62 Titre V; NF P94-262) concordent correctement avec les résultats du code de calcul GEOFOND 1.22 avec un écart plus au moins faible qui ne dépasse pas 5%.

1.3 Résultats analytiques des deux codes de calcul

Tableau 4. 20 : Les résultats analytiques des deux codes de calcul

	Code de calcul			
	GEOFOND 1.22			GEO 5 2020
	DTU 13.2	Fascicule-62	NF P94-262	
La charge limite de la pointe(MN)	11.70	4.64	6.12	1.202
La charge limite de frottement latérale (MN)	9.80	8.34	6.09	3.106
La charge limite (MN)	21.50	13.00	12.21	4.309

Le tableau ci-dessus (tableau 4.20) montre que les valeurs du code de calcul GEO5 sont petites par rapport à celles du code GEOFOND. 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'éléments finis contrairement au code GEOFOND fondé sur des normes françaises. De plus, le code GEO5 nécessite d'autres caractéristiques que celles 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 (Didier VIRELY, Jérôme GUITTARD, Muriel GASC-BARBIER, 2006).

1.4 Interprétation des résultats numériques du code de calcul PLAXIS 2D V2020

Notre application est basée sur un principe d'essai de chargement. Nous avons utilisé la charge estimée par le Bureau d'études ($Q=3588\text{ kN}$) comme charge de base. Ensuite, nous avons augmenté progressivement la charge jusqu'à obtention d'une charge maximale ($Q=5500\text{ kN}$).

En effet, les résultats obtenus sont entièrement acceptables comme le montre le tableau des résultats dans le chapitre précédent.

D'autre part, on observe que les contraintes sont élevées dans la partie supérieure du pieu (dans la couche grave argileuse) comme la montre la (figure 3.44) pour le cas du model béton armé par contre dans le model élément poutre les contrainte sont élevées dans la partie inferieur du pieu (figure 3.48).

2. Discussion des résultats de la capacité du groupe de pieux

Tableau 4. 21 : Résultats de la méthode manuelle et code de calcul GEO5

	Calcul manuel			Code de calcul
	La méthode Traditionnelle	La méthode pressiométrique		GEO 5
		DTU 13.2	NF P94-262	
Capacité portante pour groupe des pieux (MN)	81.01>31.035	52.14>31.035	98.24>31.035	84.90>22.304

Tableau 4. 22 : Résultats code de calcul GEOFOND

Capacité portante pour groupe des pieux (MN) selon EUROCODE 7	Code de calcul GEOFOND	
	$R_{c;cr;d}$ (quasi-permanent)	$R_{t;cr;d}$ (quasi-permanent)
	5.113	1.844

La capacité de groupe des pieux installés dans la roche est le nombre d'éléments multiplié par la capacité individuelle de chaque élément (**Zobel.W.M, 1971**).

Cette dernière est vérifiée dans le code de calcul GEOFOND selon la norme NF P94-262 contrairement au règlement DTU et la méthode traditionnelle, ainsi, pour le calcul manuel qui n'est vérifié que selon la norme NF P94-262. De plus, cette norme est confirmée dans le code de calcul GEO5, (voir tableau 4.21).

Cependant, les résultats pour la méthode traditionnelle et le règlement DTU 13.2 ne sont pas vérifiés dans le code de calcul GEOFOND1.22 ou dans le calcul manuel. Cela est dû à la surestimation des résultats de la capacité portante d'un pieu isolé, (voir tableau 4.20).

D'autre part, les valeurs de la capacité portante pour un groupe de pieux selon le règlement DTU 13.2 (méthode traditionnelle / pressiométrique), sont illogiques en les comparant avec celles de la capacité portante d'un pieu isolé selon le DTU 13.2 (méthode traditionnelle/ pressiométrique). Cela peut être expliqué par le fait que le règlement DTU 13.2 utilise la charge à limite service multipliée par le coefficient qui a une valeur inférieure à un, multipliée par le nombre des pieux (voir tableau 4.21).

En utilisant le règlement EUROCODE 7, on ne peut pas obtenir la capacité portante d'un groupe de pieux mais plutôt les résistances équivalentes pour les huis pieux isolés (traction, compression). Par ailleurs, les résultats du tableau (tableau 4.22) montrent que les valeurs des résistances équivalentes pour les huis pieux isolés (traction, compression) sont proches de celles obtenues par le modèle de calcul d'un pieu isolé.

3. Discussion de tassement de pieu isolé

Tableau 4. 23 : les résultats de tassement

	Calcul manuel			Code de calcul					
	NF P94-262	DTU13.2	Fascicule-62	GEOFOND				PLAXIS	
				Fascicule-62 (BET)	Fascicule-62	DTU13.2	NF P94-262	Elément poutre	Béton armé
Tassement (mm)	1.59	3.00	1.28	2.02	0.776	0.767	1.27	0.16	0.662

L'analyse de nos résultats a mis en lumière quelles valeurs du tassement analytique et numérique concordent avec les valeurs obtenues par le (BET). De plus, ces valeurs sont inférieures à 4 mm, ce qui en découle que notre fondation est parfaitement stable.

4. Discussion de tassement d'un groupe de pieux

Le model de groupe de pieux appliqué par le GEOFOND1.22 selon les règlements EUROCODE 7 et Fascicule 62 donne les valeurs de tassement pour les huit pieux présentées en (Annexe 4) où la valeur maximale est de 0.223mm pour le Fascicule 62 et un tassement maximal de 0.234mm.

Le calcul numérique effectué par le Plaxis donne un tassement global de 1.832mm.

Conclusion générale

Le développement d'un pays est basé sur une infrastructure routière adéquate qui permet une facilité de transport de personnes, de marchandises et une circulation des engins dans des conditions de confort et de sécurité. C'est la raison pour laquelle le gouvernement Algérien s'est donné une grande importance et un grand intérêt à la réalisation de ces projets tels que l'extension du réseau routier à l'échelle nationale.

La réalisation des infrastructures routières est très complexe. Ces dernières font appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé et le béton précontraint.

Dans notre étude on s'est intéressé à l'étude des fondations profondes du projet du viaduc de la pénétrante autoroutière (Ghazaouet/ Tlemcen). Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées suivant les règles de l'art. Pour ce faire, on a utilisé les méthodes analytique et numérique.

Pour les méthodes du calcul analytique, les résultats de la capacité portante et du tassement obtenus pour un pieu isolé ou un groupe de pieux par le GEOFOND selon les méthodes pressiométrique et traditionnelle sont totalement vérifiés par rapport à la charge appliquée. Aussi, les résultats obtenus par le Fascicule 62 et l'Eurocode 7 sont très proches à ceux obtenus par le BET pour la méthode pressiométrique, par contre ils diffèrent pour la méthode traditionnelle. De même, le calcul manuel donne des résultats très proches à ceux calculés par le GEOFOND. Pour le GEO 5 les résultats de la capacité portante sont très proches à la charge appliquée.

Pour les méthodes de calcul numériques, le PLAXIS 2D donne des résultats de tassement acceptables par rapport à ceux du BET que ce soit pour un pieu isolé ou un groupe de pieux.

L'étude de ce projet nous a été bénéfique dans la mesure où elle nous a permis de comprendre et de calculer les fondations profondes. Aussi, elle nous a permis de se familiariser et de maîtriser l'utilisation des différents types de logiciels

Listes des références

- AFNOR. 1990.** Norme PRP 94-110,. *Essai pressiométrique Ménard*. 1990, p. 40 pages .
- Andrianina zo hasinavalona. 2013.** onception, optimisation et informatisation des calculs de fondation du superficiels cas du Coliseum Antsonjombe,. , *mémoire d'ingéniorat en Bâtiment et Travaux Publics, université d'Antananarivo*. 2013.
- Baguelin, F., et J.F. Jézéquel. 1972a..** *Étude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement*. s.l. : Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts et chaussées, vol. 62, 1972a.
- Baguelin, F., J. F. Jézéquel et D. H. Shields. 1978..** The pressuremeter and foundation engineering, Ist. Coll. [auteur du livre] 617 p. Trans Tech Publications. *Séries on rock and soil mechanics Vol. 2; t. 4. Clausthal*. Germany: : s.n., 1978.
- BAGUELIN, JEZEQUEL,SHIELDS. 1978.** *Thes pressuremeter and foundation engineering*. 1978. 617p.
- Bentley. 2020.** Bentley Plaxis 2D. *Bentley.com*. [En ligne] 5 mars 2020. <https://www.bentley.com/fr/products/product-line/geotechnical-engineering-software/plaxis-2d>.
- Blum, H. 1932..** Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung. *Bautechnik*, vol. 1932.
- Bouguenina, O. 2017.** Cours Master I Structures Fondations et Soutènements . s.l. : Centre Universitaire – nour bachir el bayadh, Institut des Sciences département de Technologies., 2017.
- Bousquet. 1996.** Materiel et outillage de chantier, pieux et palplanches . 1996.
- Brinch Hansen, J et H. Lundgren. 1960..** Hauptprobleme der Bondemechanik. (Berlin):Springer-Verlag. : Göttingen,Heidelberg, 1960.
- Broms, B. B. 1964b.** Latéral Résistance of Piles in Cohésion less Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE*, vol. 90, n° SM3 (mai), p. 123-156. 1964b.
- . **1964a.** Latéral Résistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering ASCE*, vol. 90, n° SM2 (mars) p. 27-64. 1964a.
- Broms, B.B. 1964a.b.** Latéral Résistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering ASCE*, vol. 90, n° SM2 (mars) p27-64. 1964a.b.
- Brown, D. A., L. C. Reese et M. W. O'Neill. 1987.** Cyclic latéral loading of a large-scale pile group. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 113 n ° II , p . 1326-1343. 1987.
- Brown, D.A., C. Morrison et L.C. Reese. 1988.** Latéral Load Behavior of Pile Group in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 114, n° 11, p. 1261-1276. 1988.
- BUSTAMANTE M., FRANK R., GIANESELLI L. (1989).** *prévision de la courbe de chargement des fondations profondes isolées compte rendus 12*. (1989). pp. 1125-1126.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1981).** Prévision de la capacité portante des isolés sous charge verticale . *Règles pressiosiométrique et pénétrométriques* . s.l. : Bull, liaison Labo. P. et Ch.n°113, (1981), pp. 83-108.
- Canadian standerds association . 2006.** *concrète disign handbook*. 2006.
- CASSAN M. (1968).** Les essais in situ en mécanique des sols 1. *réalisation et interprétation*.
- CASSAN, M. (1966-1968).** Le tassement des pieux Sols Soils, n° 18-19 (Première partie),1966. *synthèse des recherches récentes et essais comparatifs*. (1966-1968), pp. 43-58.

CCTP. 1993. *cahier des clauses techniques généralement applicables aux marchés de travaux*. s.l. : Ministère de l'équipement du logement et transports, 1993. No 93-3 p 182.

CHRISTOULAS S., PACHAKIS M. (1987). Pile settlement prediction based on SPT results. *TP (KEDE)*, n° 3, j. juil.-sept (1987), pp. 221-226.

Didier VIRELY, Jérôme GUITTARD, Muriel GASC-BARBIER. 2006. CARACTÉRISATION EXPÉRIMENTALE ET IN-SITU DE LA MATRICE ET DES DISCONTINUITÉS ROCHEUSES : CAS DU TUNNEL DE ST-BEAT. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG'*. Lyon (France) : Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Toulouse, France, 2006.

DIN, 4014. (1977). *Bored piles. Large bored piles, manufacture design and premissible loading. Part 2 preliminary standard.* (1977).

DTU 13-2. 1992. *DTU 13-2 Septembre 1992*. s.l. : Travaux de fondations profondes pour bâtiment, 1992.

DTU, n° 13.2. (1983). *Fondations Profondes, chapitre 11.* (1983), p. Calcul des fondations profondes soumises à charge axiale Commentaires au cahier des charges de juin 1978.

ENSOFT. 1997. LPILE Plus, . *A program for the Analysis of Piles and Drilled Shafts under Latéral Loads.* ENSOFT, ENC, P.O. Box. 180348, Austin, Texas 78718. 1997.

Fan, ce, et J.L. Long. 2007. Modulus -multiplier approach for nonlinear analysis of laterally loaded pile groups. En ligne, . Consulté mai 2007. DOI:10.1002/nag.582. *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.* 2007.

FRANK R, .ZHAO S.R. (1982). *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins.* s.l. : Bull, liaison Labo P. et Ch., n° 119,, (1982), pp. 17-24.

Frank, R. 1995. *Fondations Profondes. Cahier de l'ingénieur C-248 Consulté 2006 46p.* 1995.

Frank, R. 1984.. *Etudes Théoriques de Fondations Profondes et d Essais en Place par Autoforage dans les LPC et résultats Pratiques (1972-1983).* *Rapport de Recherche LPC.* 128. Paris : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées., 1984.

GAMBIN, M. décembre. Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. s.l. : Sols Soils, n° 7, décembre, pp. 11-31.

GEO5, finesoftware Manuels d'utilisateur logiciel. 2020. finesoftware Manuels d'utilisateur logiciel GEO5. *finesoftware.* [En ligne] juin 2020. <https://www.finesoftware.fr/manuels-d-utilisateur/>.

GEO5, Manuel. 2020. Analyse de la capacité portante verticale d'un pieu isolé . *Cahier technique n°12.* 2020.

Geofond, Manuel. 2014. Manuel GEOFOND. s.l. : GEOS INGENIEURS CONSEILS, 2014.

GEOSOFT. 1988. Latéral Load Analysis of Drilled Piers and Piles with Internai Génération ofP-y Curves, Student version. GEOSOFT, INC., 31661, Via Cervantes,. San Juan, Capistrano, Ca 92675. : s.n., 1988.

Hannigan, P.J., G.G. Goble, G. Thendean, G.E. Likins et F. Rausche. 1998. Design and Construction of Driven Pile Foundations Workshops .Manual-Voll. [auteur du livre] Fédéral Highway Administration. *Pile Foundations.* 828 : FHWA_ HI-97-013. USA, 1998.

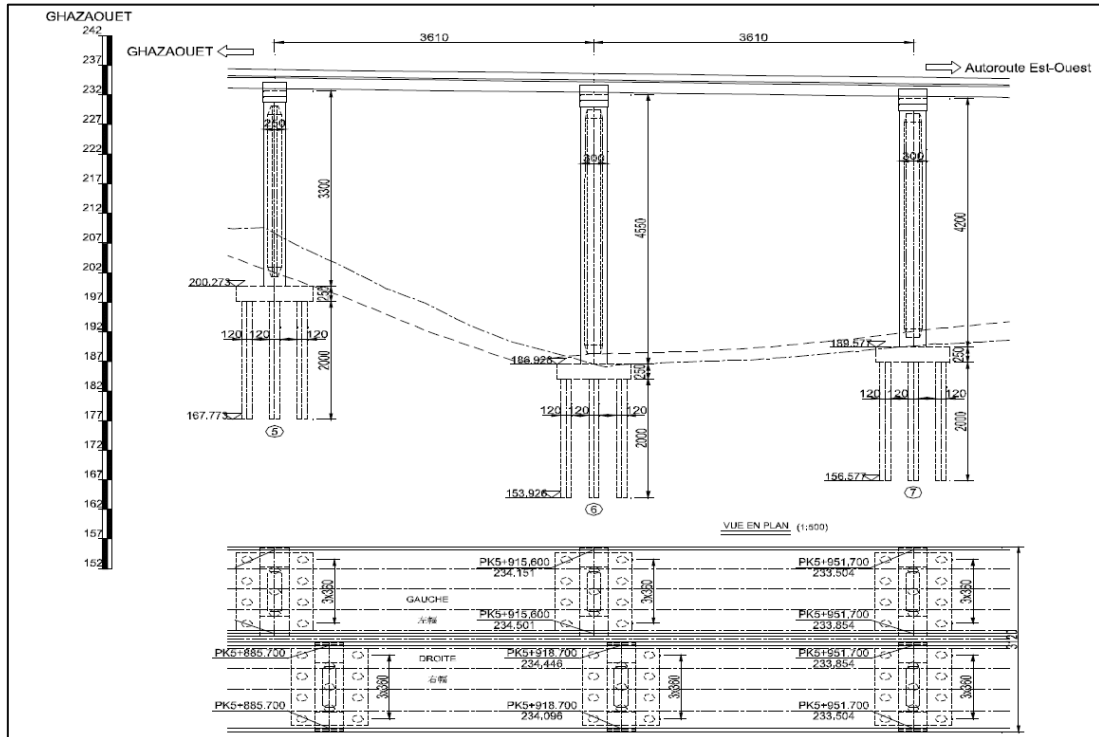
Hassini, I., 2016. Evaluation des tassements pour une fondation profonde, . *mémoire en vue d'obtention du diplôme de Master 2 génie civil*, . Tizi-Ouzou : université Mouloud Maameri, 2016.

- JEAN COSTET, GUY SANGLERAT. 1983.** *cours pratique de mecanique des sol tome 2 deuxieme edition.* 1983.
- JEAN-PAUL, PEIRRE DELUDE , PHILIPPE LAPERNA. 1991.** Etudes expérimentales sur le bétonnage des peux forés. 1991.
- MCIF. (1994;2006).** Rapport annuel Macif Sgam . (1994;2006).
- McVay, M., L. Zhang, T. Molnit et P. Lai. 1998.** Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 124, n 10, p. 1016-1026.* 1998.
- McVay, M., R. Casper et T-I. Shang. 1995.** Latéral Response of Three-Row Groups in Loose to Dense Sands At 3D and 5D Pile Spacing. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 121, n° 5, p. 436-441.* 1995.
- Ménard, L., Bourdon G. et M. Gambin. 1969.** Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques. *Sols-Soils, vol. 6, n 22-23, p. 16-29.* 1969.
- Meyerhof, G.G. 1976.** Bearing Capacity and Settlement of Pile foundations. *The 11th Terzaghi Lecture, Nov.6, 1975. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol 102,n°GT3.* 1976, pp. 195-228.
- Mokwa, R.L. 1999.** Investigation of the Résistance of Pile Caps to Latéral Loading. *Virginia Polytechnic Institute and State University. Source: <Salgado, 2008>.* 1999.
- Philipponnat, G., et B. Hubert. 1998.** *Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, 576 p.* 1998.
- Plaxis, Manuel. 2020.** Connect Edition V20.02. *General information mars 2020.* 2020.
- Point de situation penetrante. 2015.** *Point de situation penetrante ghazaouet.* Tlemcen : Groupement C.S.D.G, 2015.
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1980).** Pile Founddation Analysis and Design. John Wiley and Sons. (1980).
- Prakash, Shamsheer et Hari D. Sharma. 1990.** Pile foundations in engineering practice. New York ; : Chichester: Wiley, xxx, 1990, p. 734.
- Rapport note de calcul viaduc 4.0 (Superstructure). Decembre 2015.** s.l. : Groupement CRCC-SEROR-DENNOUNI, Decembre 2015. EXE4-2.
- Rapport note de calcul viaduc 4.0 (CHEVETRE). Avril 2016.** Tlemcen ghazaouet : Groupement CRCC-SEROR-DENNOUNI, Avril 2016. EXE 4-2.
- Rapport note de calcul viaduc V4.0 (infrastructure). 2016.** Tlemcen ghazouet : CRCC-SEROR-DENNOUNI, Groupement, 2016. EXE4-2.
- Rappot GEOLOGIE et GEOTECHNIQUE. oct 2015.** Tlemcen ghazaouet : Groupement CRCC-SEROR-DENNOUNI, oct 2015. EXE4-2.
- Reese, Lymon C, William M. Isenhower et Shin-Tower Wang. 2006.** Analysis and design of shallow and deep foundations. *Hoboken, N.J.: John Wiley, xxxiii, 574 p.* 2006.
- Roger frank, Frank cuira , Sébastien Burlon. 2019.** *Technique d'ingenieur 10 decembre 2019.* 2019.

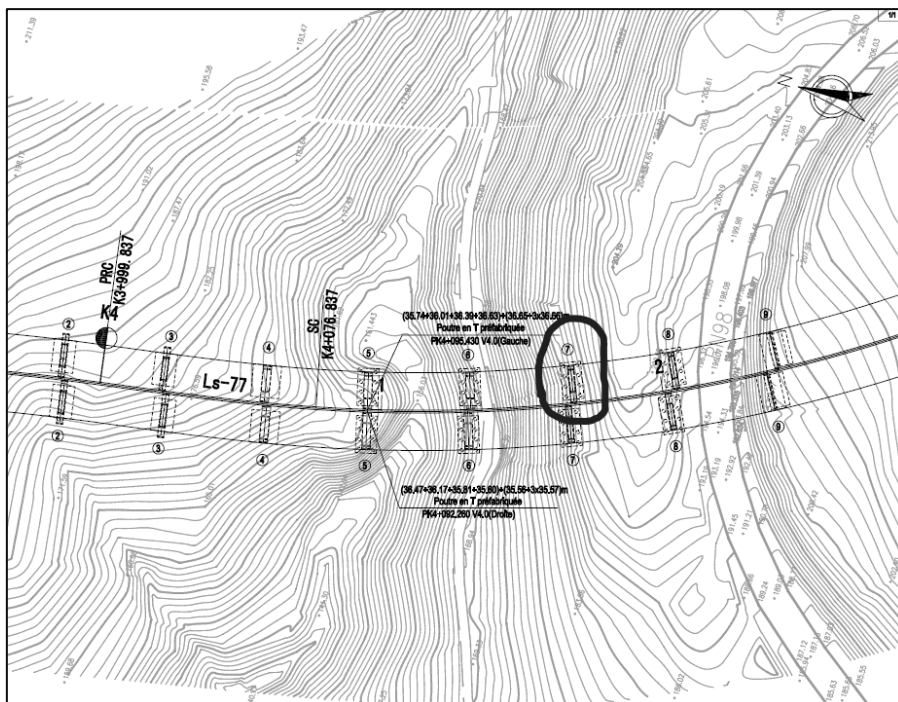
- Rollins, K.M., K.G. Olsen, D.H. Jensen, B.H. Garrett, R.J. Olsen et J.J. Egbert. 2006.** Pile Spacing Effects on Latéral Pile Group Behavior : Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 132, n° 10, p. 1272-1283.* 2006.
- Rollins, K.M., K.T. Peterson et T.J. Weaver. 1998.** Latéral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, vol. 124, n° 6, p. 468-478.* 1998.
- Ruesta, P.F., et F.C. Townsend. 1997.** Evaluation of Laterally Loaded Pile Group at Roosevelt Bridge. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, vol. 123, n° 12, p. 1153-1161.* 1997.
- Salgado, Rodrigo. 2008.** The engineering of foundations. 882 p. Boston ; Toronto: McGraw Hill xiv, : s.n., 2008.
- SANGLERAT, G. 1972..** The penetrometer and soil exploration . *Elsevier.* Amsterdam : s.n., 1972.
- Tomlinson, M. J. 1987..** Pile design and construction practice, 3rd. Coll. *A Viewpoint.* [London]: Viewpoint Publications, xii, 378 p. : s.n., 1987.
- Vesic, A.S. 1977.** Design of Pile Foundations. *Transportation Research Board, TRB, National Coopérative Highway Research Program, Washington, Synthesis of Highway Practice n° 42.,* 1977, p. 68.
- Whitaker, T. 1957.** *Experiments with model piles in groups Geotechnique, vol. 7.,* 1957. p. 147.
- Yegian, M., et S. G. Right. 1973.** Latéral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays. *In Offshore Technology Conférence p. 663-671 Octobre.* 1973.
- Youcef Diab. 2008.** LES FONDATION PROFONDES . *Techniques et procédés de construction .* 2008.
- Zobel.W.M. mars 1971.** Manuel de conception NACFAC 7.2. *Fondation et structure en terre.* mars 1971.

Annexes

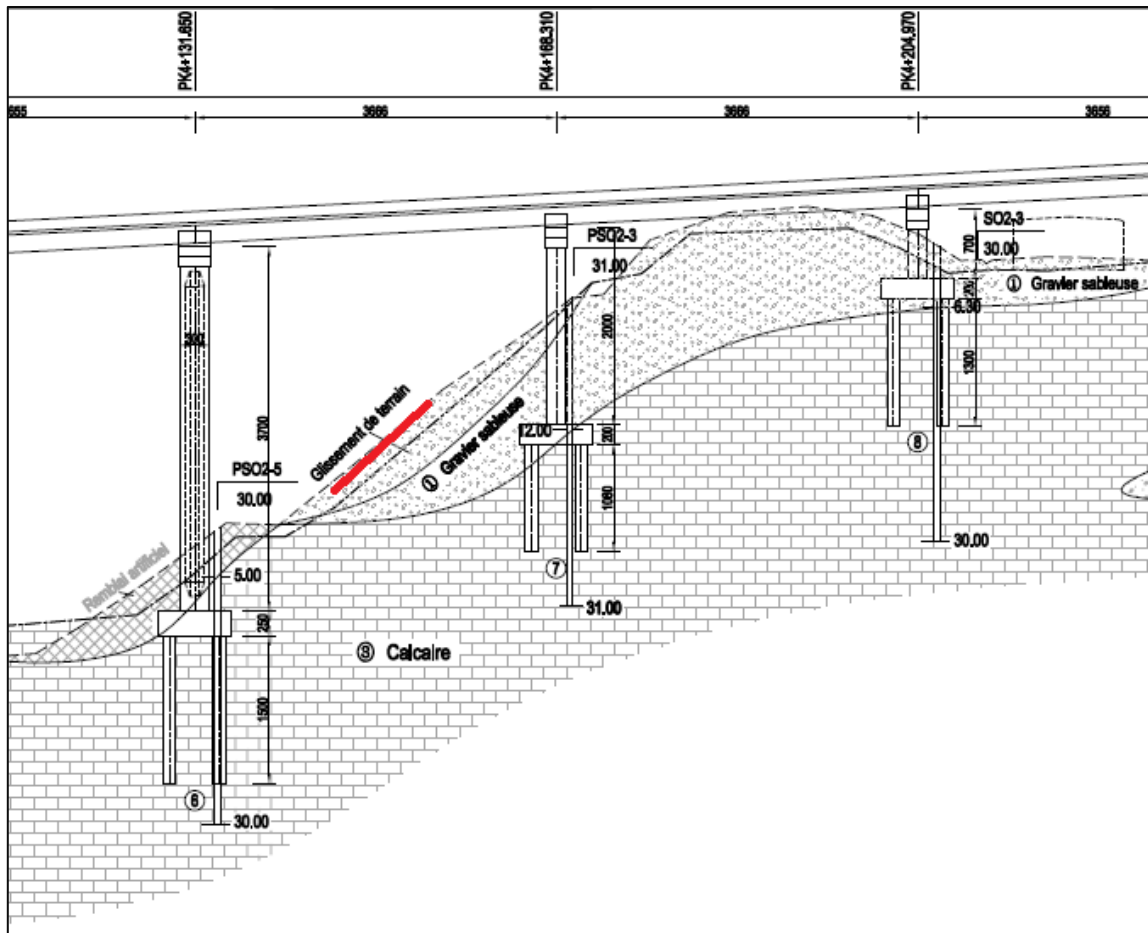
Annexe 1



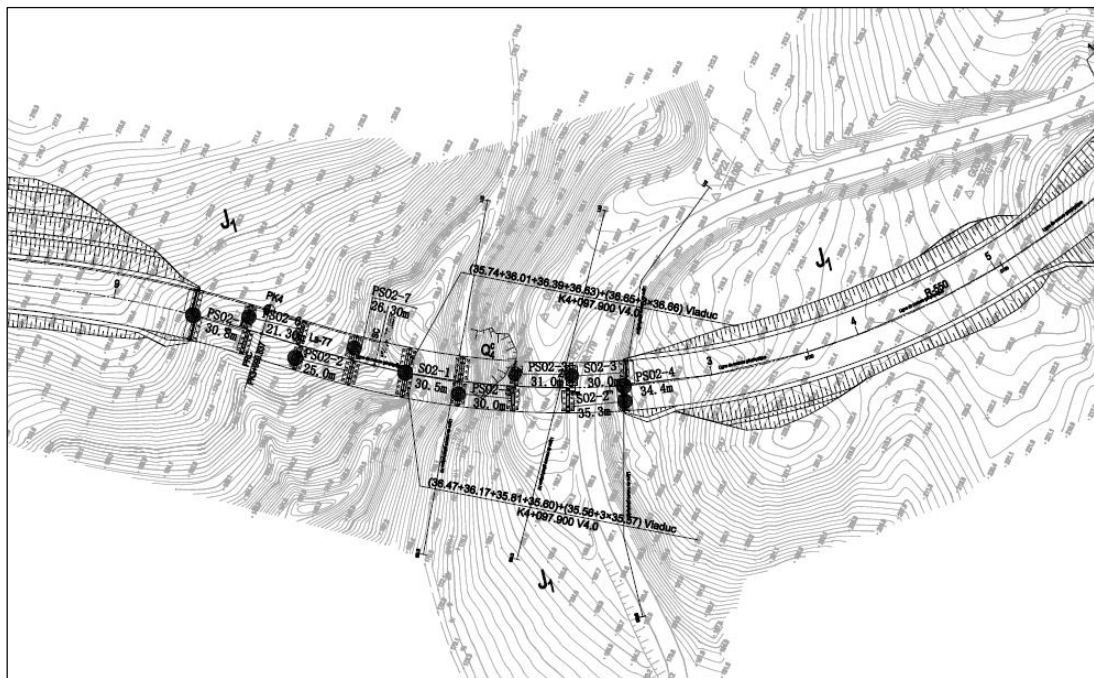
Plan longitudinal de la partie droite du viaduc V4.0 gauche présente l'altitude de viaduc et la disposition des pieux



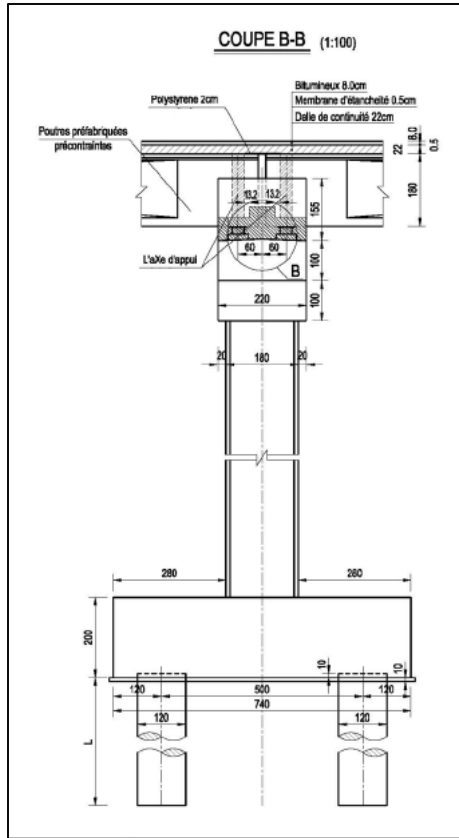
Plan de situation



Plan longitudinal de la partie droite du viaduc V4.0 gauche
Présentant des signes de glissement



Plan indiquant la localisation des essais géotechniques
Viaduc V4.0



Coupe de la pile 7 gauche viaduc V4.0 Ghazaouet





Photos du viaduc V4.0, après réalisation

Annexe 2



L'opération de forage des pieux



Travaux de forage des pieux



La benne



La tarière



La tarière creuse



Photo d'un pieu de diamètre de 1.2m



Introduction de la cage d'armatures du pieu



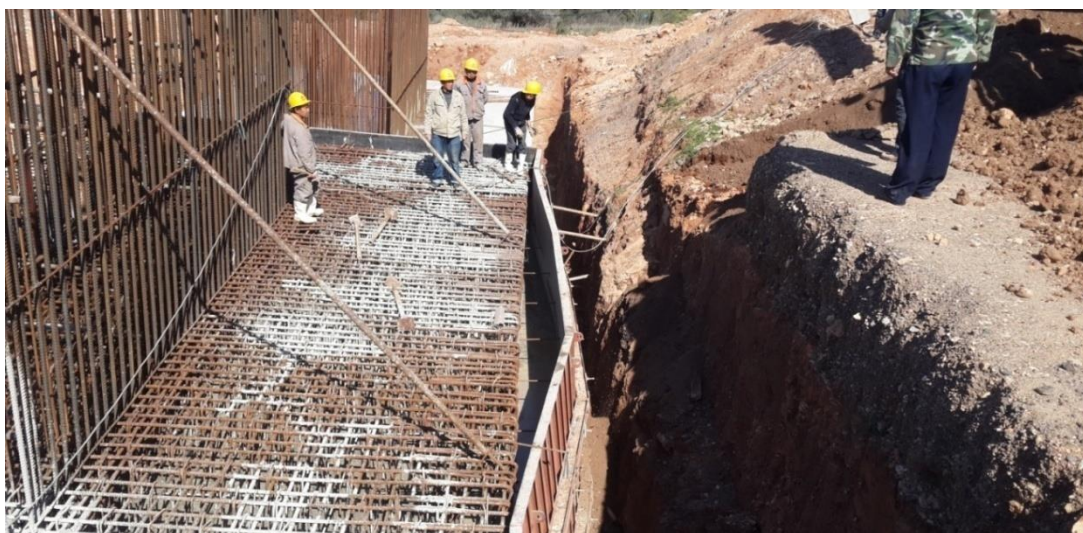
Pieux réalisés



Recepage des pieux



L'opération de coffrage de la semelle et le ferrailage de la pile



Bétonnage de la semelle

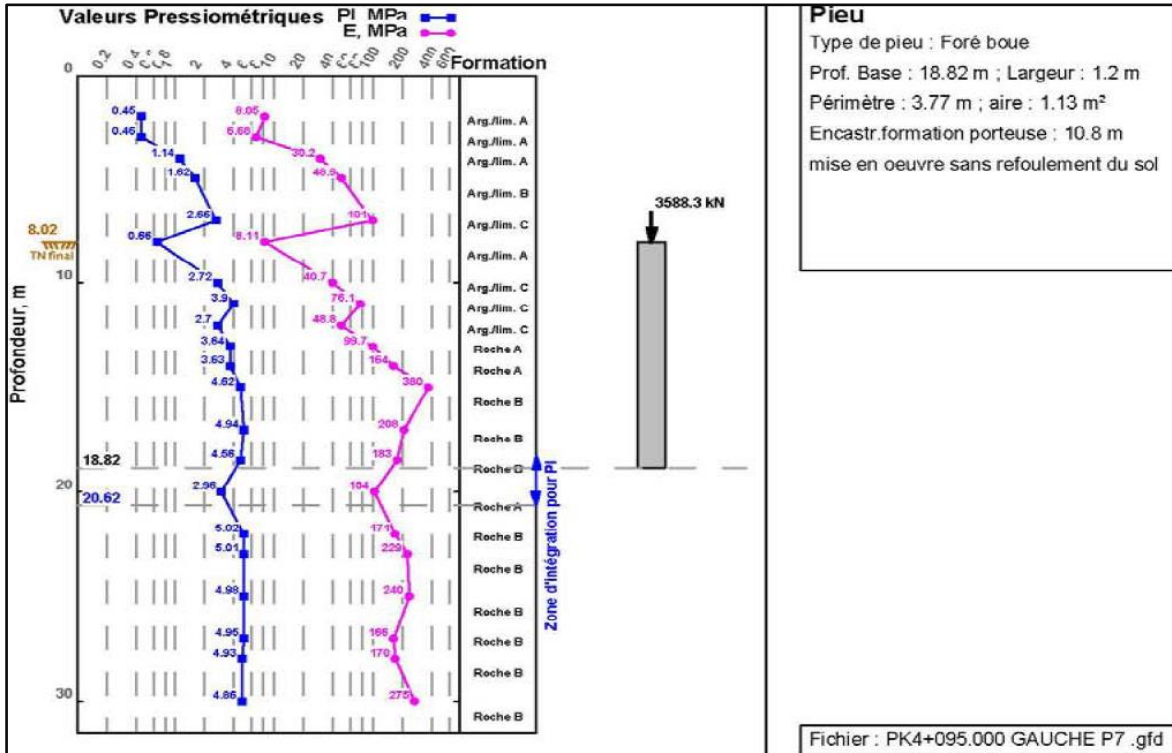


Réalisation du béton de propreté

Annexe 3

Résultats de l'essai pressiométrique

Profondeur (m)	Symbole lithologique	P _i * (MPa)	E _m (MPa)
2.00	GA	0.45	8.050
3.00	GA	0.46	6.682
4.00	GA	1.14	30.210
5.00	GA	1.62	48.878
7.00	GA	2.66	101.310
8.00	GA	0.66	8.105
10.00	GA	2.72	40.657
11.00	GA	3.90	76.099
12.00	GA	2.70	48.814
13.00	Ca	3.64	99.724
14.00	Ca	3.63	164.120
15.00	Ca	4.62	379.828
17.00	Ca	4.94	207.945
18.50	Ca	4.56	183.200
20.00	Ca	2.96	104.399
22.00	Ca	5.02	171.266
23.00	Ca	5.01	229.281
25.00	Ca	4.98	239.814
27.00	Ca	4.95	166.201
28.00	Ca	4.93	169.599
30.00	Ca	4.86	274.892



Profil pressiométrique obtenu par le Bureau d'études

Résultats de calcul : Capacité portante	Résultats de calcul : Tassement
Par la méthode du Fascicule 62 rp = 1 rs = 1 Qsu = 7.18 MN Ple = 3.73 MPa kp = 1.1 qu = 4.11 MPa Qpu = 4.64 MN Qc = 7.35 MN Qu = 11.8 MN Qtc = 5.03 MN Qtu = 7.18 MN Qmax(ELU Fondamental) = 8.45 MN > 5.8347 MN : Cond. vérifiée Qmax(ELU Accidentel) = 9.86 MN > 6.2267 MN : Cond. vérifiée Qmax(ELS Rare) = 6.68 MN > 4.3243 MN : Cond. vérifiée Qmax(ELS Quasi Permanent) = 5.25 MN > 3.5883 MN : Cond. vérifiée Qmin(ELU Fondamental) = -5.13 MN < 0 MN : Cond. vérifiée Qmin(ELU Accidentel) = -5.52 MN < 0 MN : Cond. vérifiée Qmin(ELS Rare) = -3.59 MN < 0 MN : Cond. vérifiée Qmin(ELS Quasi Permanent) = 0 MN < 0 MN : Cond. vérifiée	$\sigma_b = 3.17 \text{ MPa}$ Par la méthode de Frank & Zhao $q_l(18.8) = 4.11e+003 \text{ kPa}$ $q_p(18.8) = 166 \text{ kPa}$ $q'u(18.8) = 187 \text{ kN}$ D = 2.02 mm

Résultats obtenue par le bureau d'études



Contrôle de béton



Contrôle de l'affaissement de béton (Cône d'Abrams) Slumptest



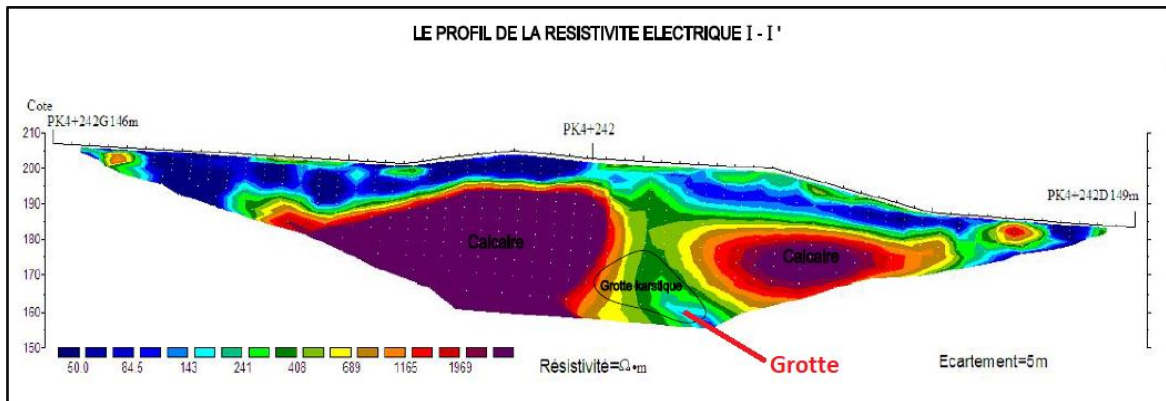
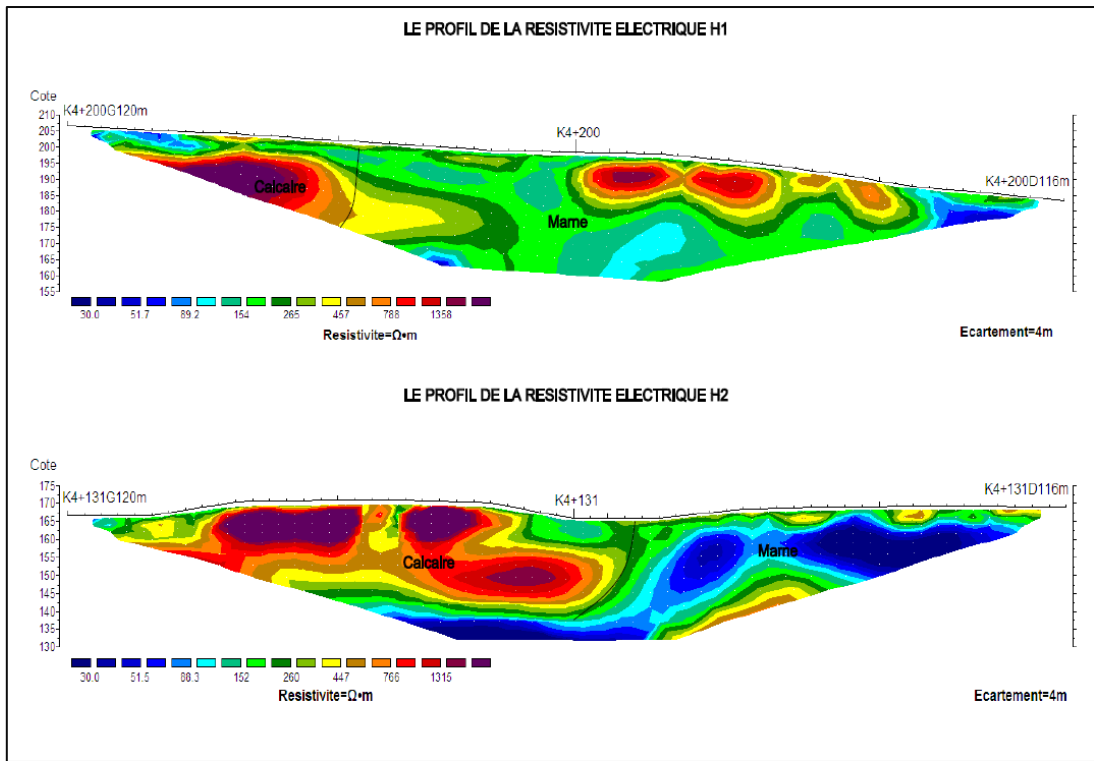
Préparation pour application de l'essai d'auscultation sonore



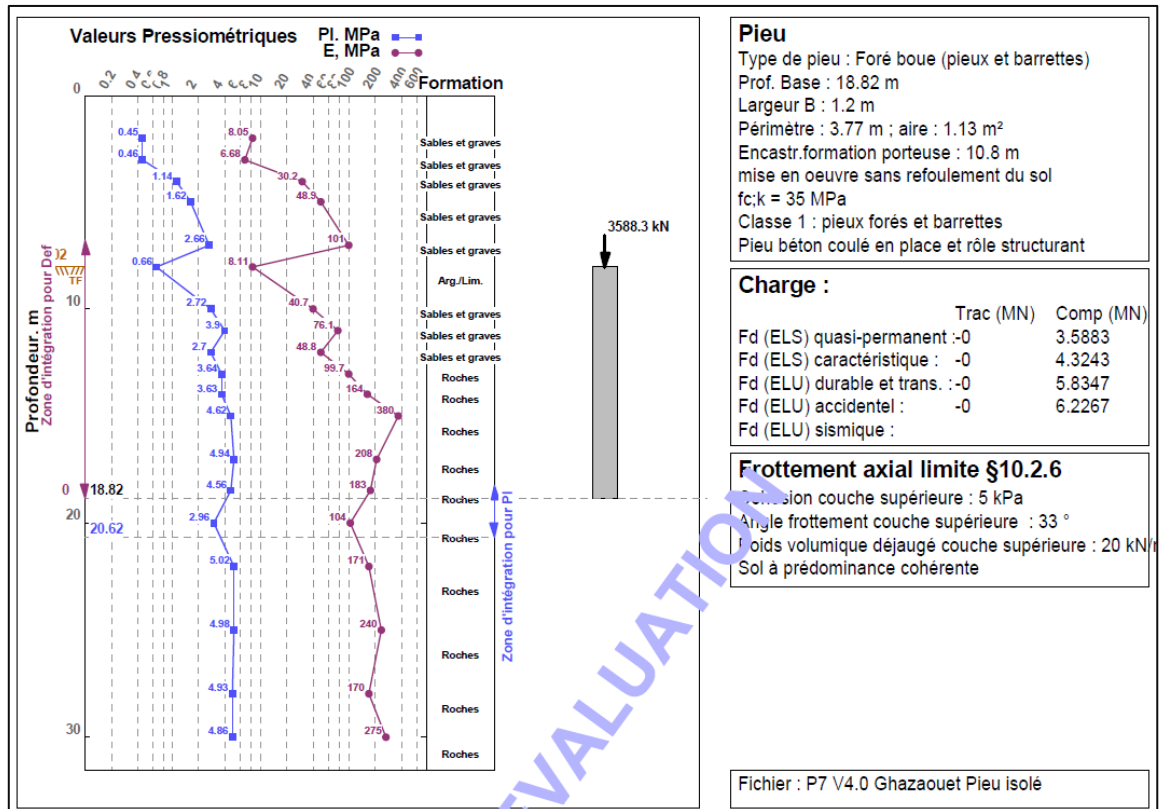
Préparation pour application de l'essai d'auscultation sonore



L'essai sonore pour pieux



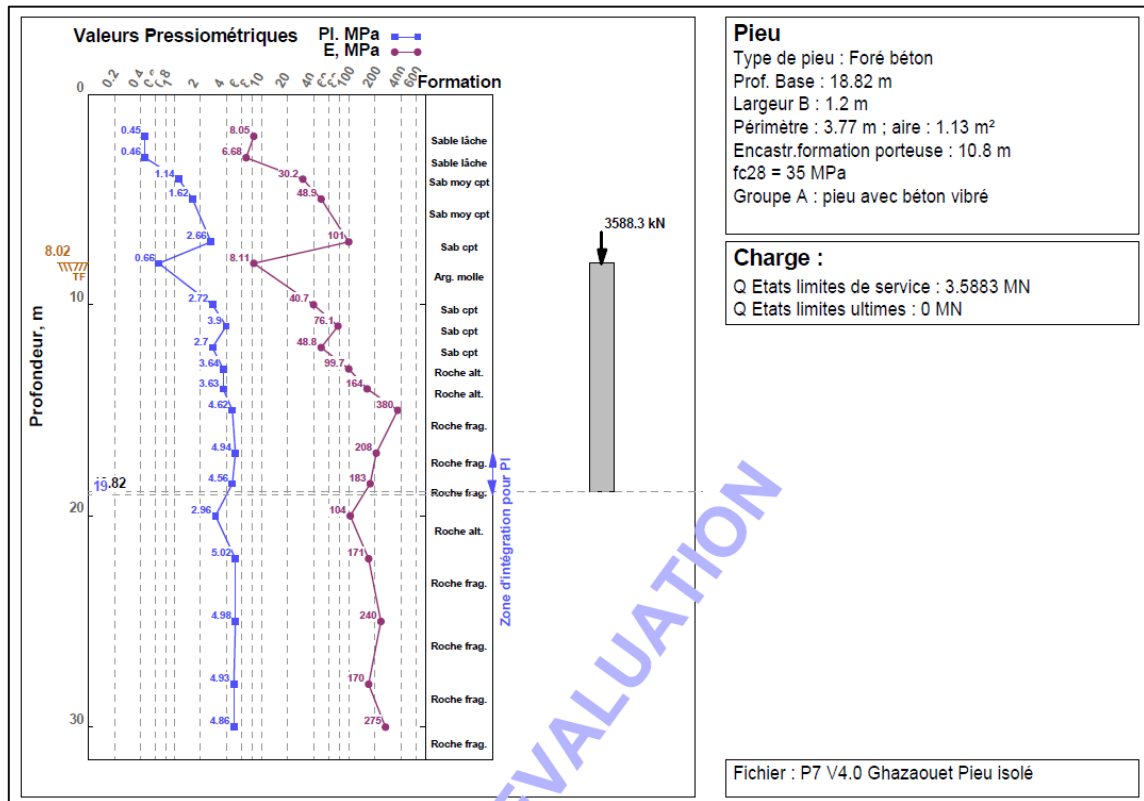
Annexe 4



Le modèle d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon la norme NF P 94-262 d'un pieu isolé

Résultats de calcul : Capacité portante	Résultats de calcul : Tassement
Par la méthode de la NF P 94-262 : Pieu modèle R _s = 6.09 MN Ann. F.5 R _s trac = -1.53 MN (Chap. 10.2.6) P _{le} = 3.73 MPa Ann. F4.2.3 k _{pmax} = 1.4 Tab. F4.2.1 D _{ef} = 11 m k _p = 1.4 Ann. F4.2 q _b = 5.41 MPa Ann. F4.2.1 R _b = 0.12 MN Ann. F4.1	Sous une contrainte q _{ref} = 3.17 MPa Par la méthode de Frank & Zhao q _l (18.8) = 5.41e+03 kPa q _p (18.8) = 804 kPa q _u (18.8) = 910 kN
Vérification des caractéristiques du béton k ₁ = 1.3, k ₂ = 1, k ₃ = 1 c _{red} = 35 MPa f _{ck} * = 26.9 MPa σ _{moy} ELS = k ₃ * 0.3 * f _{ck} * = 8.08 MPa σ _{max} ELS = min(0.6*f _{ck} *; 0.6*f _{ck} *) = 16.2 MPa N _{moy} ELS = σ _{moy} ELS * A = 9.13 MN N _{max} ELS = σ _{max} ELS * A = 18.3 MN	Tassement D = 1.27 mm

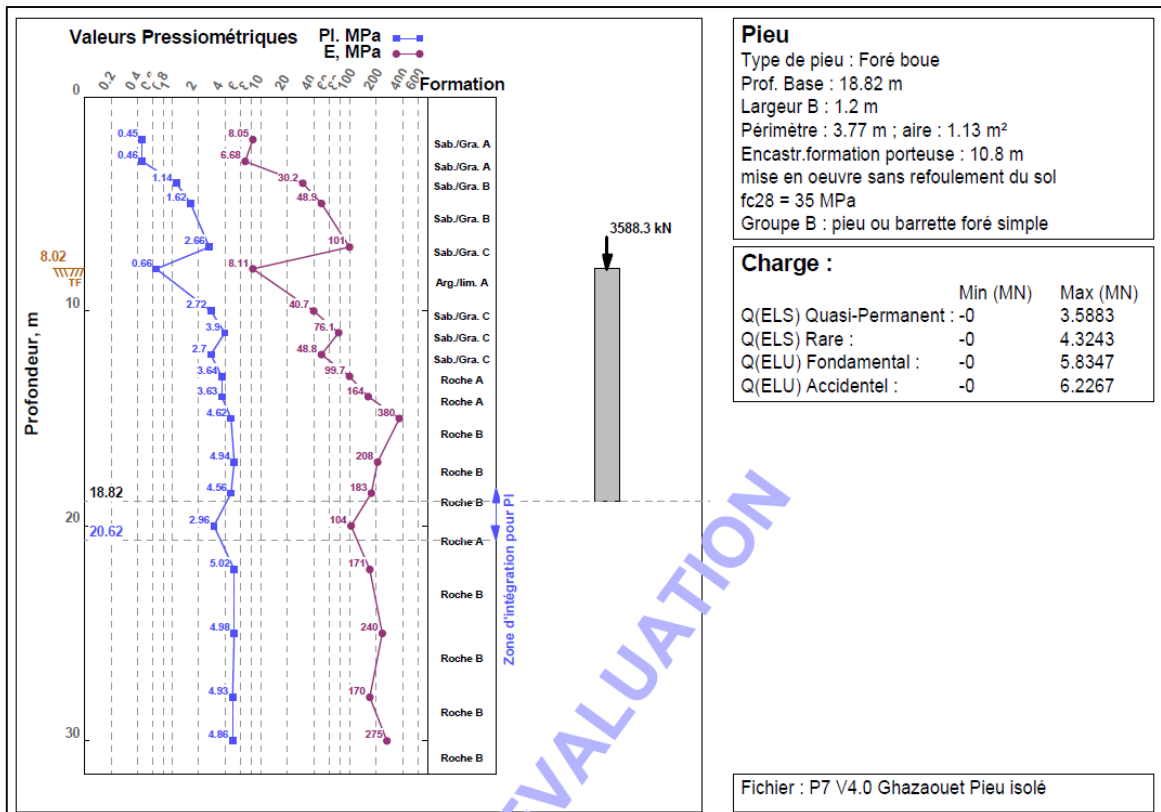
Résultats d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique Selon la norme NF P 94-262 d'un pieu isolé



Le model d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon le règlement DTU 13.2 d'un pieu isolé

Résultats de calcul : Capacité portante	Résultats de calcul : Tassement
Par la méthode du DTU 13.2	Sous une contrainte $q_{ref} = 3.17 \text{ MPa}$
$Q_{su} = 9.8 \text{ MN}$	Par la méthode de Frank & Zhao
$P_{le} = 3.98 \text{ MPa}$	$q_l(18.8) = 1.03e+04 \text{ kPa}$
$q_u = 10.3 \text{ MPa}$	$q_p(18.8) = 199 \text{ kPa}$
$Q_u = 21.5 \text{ MN}$	$q'_u(18.8) = 225 \text{ kN}$
$Q \text{ (ELU)} = 13.2 \text{ MN} > 5.8347 \text{ MN}$: Cond. vérifiée	Tassement D = 0.767 mm
$Q \text{ (ELS)} = 8.76 \text{ MN} > 3.5883 \text{ MN}$: Cond. vérifiée	
Vérification des caractéristiques du béton	
$k_1 = 1, k_2 = 1$	
$f_{clim} = 35 \text{ MPa}$	
$f_{c^*} = 35 \text{ MPa}$	
$E_{ij} = 35982 \text{ MPa}$	
$\sigma_{moyELS} = 0.3 * f_c = 10.5 \text{ MPa}$	
$N_{moyELS} = \sigma_{moyELS} * A = 11.9 \text{ MN}$	

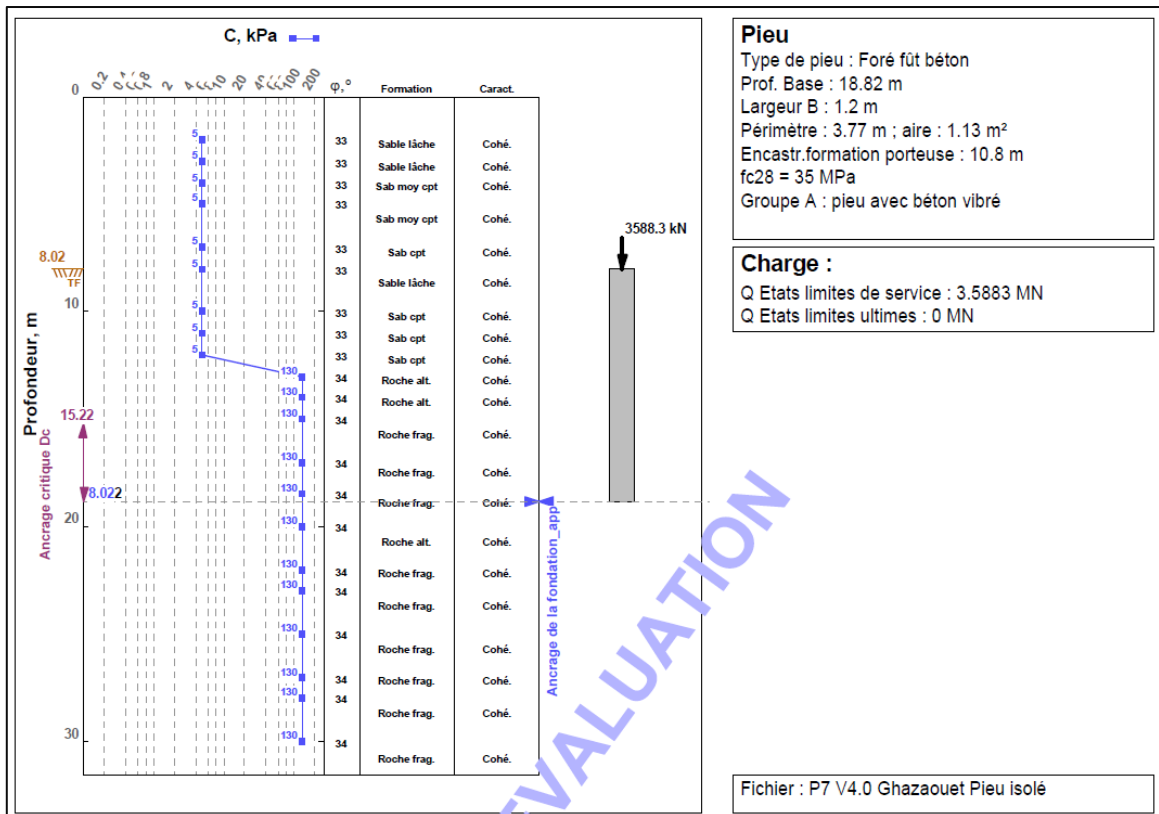
Résultats d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon le règlement DTU 13.2 d'un pieu isolé



Le modèle GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon le règlement Fascicule 62 d'un pieu isolé

Résultats de calcul : Capacité portante	Résultats de calcul : Tassement
Par la méthode du Fascicule 62	Sous une contrainte q _{ref} = 3.17 MPa
p _p = 1, p _s = 1	Par la méthode de Frank & Zhao
Q _{su} = 8.34 MN Ann. C.2.5	q _l (18.8) = 4.11e+03 kPa
P _{le} = 3.73 MPa Art. E.2.2 k _p = 1.1 Ann. C.3.2	q _p (18.8) = 207 kPa
q _u = 4.11 MPa Ann. C.3.2 Q _{pu} = 4.11 MN Ann. C.2.6	q' _u (18.8) = 234 kN
Q _c = 8.16 MN Ann. C.2.3 Q _u = 1.1 MN Ann. C.2.2	Tassement D = 0.776 mm
Q _{tc} = 5.84 MN Ann. C.2.3 Q _{tc} = 5.84 MN Ann. C.2.2	
Q _{max} (ELU Fondamental) = 9.27 MN > 5.8347 MN : Cond. vérifiée	
Q _{max} (ELU Accidentel) = 10.8 MN > 6.2267 MN : Cond. vérifiée	
Q _{max} (ELS Rare) = 7.42 MN > 4.3243 MN : Cond. vérifiée	
Q _{max} (ELS Quasi Permanent) = 5.83 MN > 3.5883 MN : Cond. vérifiée	
Q _{min} (ELU Fondamental) = -5.96 MN < 0 MN : Cond. vérifiée	
Q _{min} (ELU Accidentel) = -6.41 MN < 0 MN : Cond. vérifiée	
Q _{min} (ELS Rare) = -4.17 MN < 0 MN : Cond. vérifiée	
Q _{min} (ELS Quasi Permanent) = 0 MN < 0 MN : Cond. vérifiée	
Vérification des caractéristiques du béton	
k ₁ = 1.2, k ₂ = 1 f _{clim} = 25 MPa	
f _c = 20.8 MPa f _t = 1.85 MPa	
E _{ij} = 30268 MPa E _{uj} = 10181 MPa	
σ _{moy} ELS = 0.3 * f _c = 6.25 MPa σ _{max} ELS = 0.6 * f _c = 12.5 MPa	
N _{moy} ELS = σ _{moy} ELS * A = 7.07 MN	

Résultats d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon le règlement Fascicule 62 d'un pieu isolé



Le modèle d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode traditionnel selon le règlement DTU 13.2 d'un pieu isolé

Résultats de calcul : Capacité portante
 Par la méthode du DTU 13.2

Qs = 2.23 MN

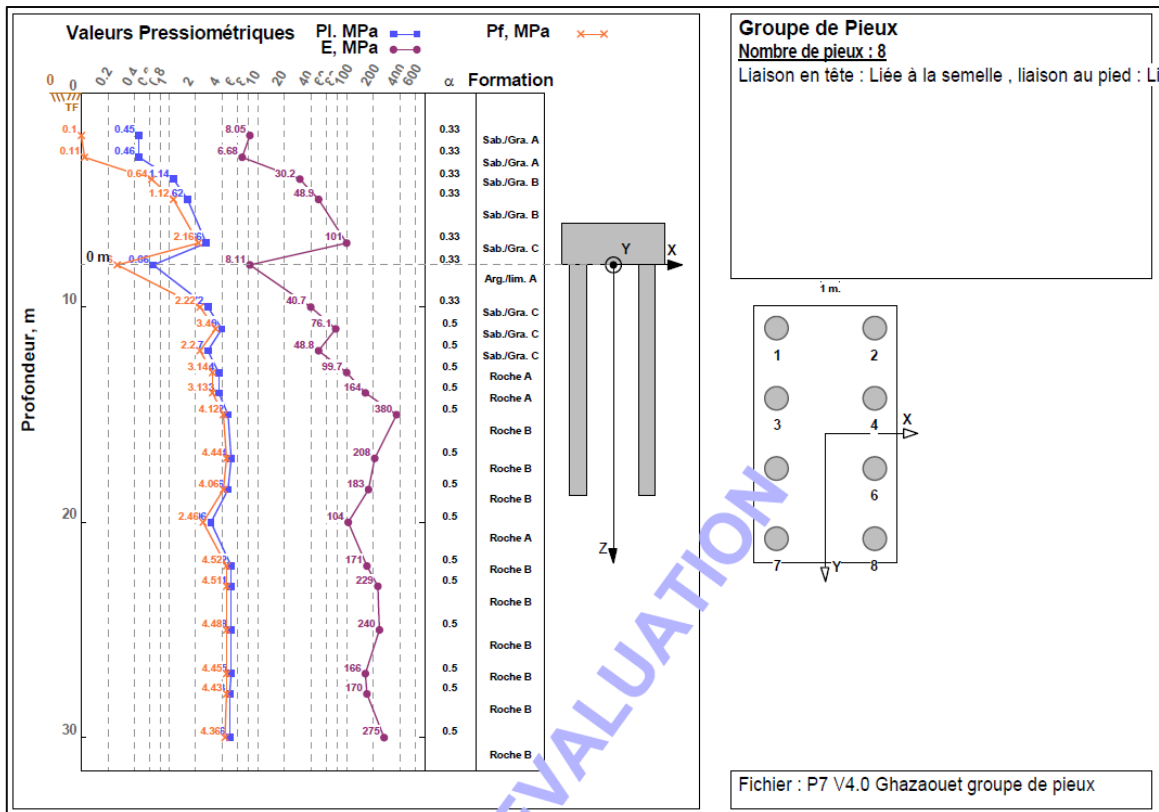
qp = 34.9 MPa
 Qp = 39.5 MN

Qu = 41.7 MN

Q (ELU) = 21.4 MN > 5.8347 MN : Cond. vérifiée
 Q (ELS) = 14.1 MN > 3.5883 MN : Cond. vérifiée

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 d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode traditionnelle selon le règlement DTU 13.2 d'un pieu isolé

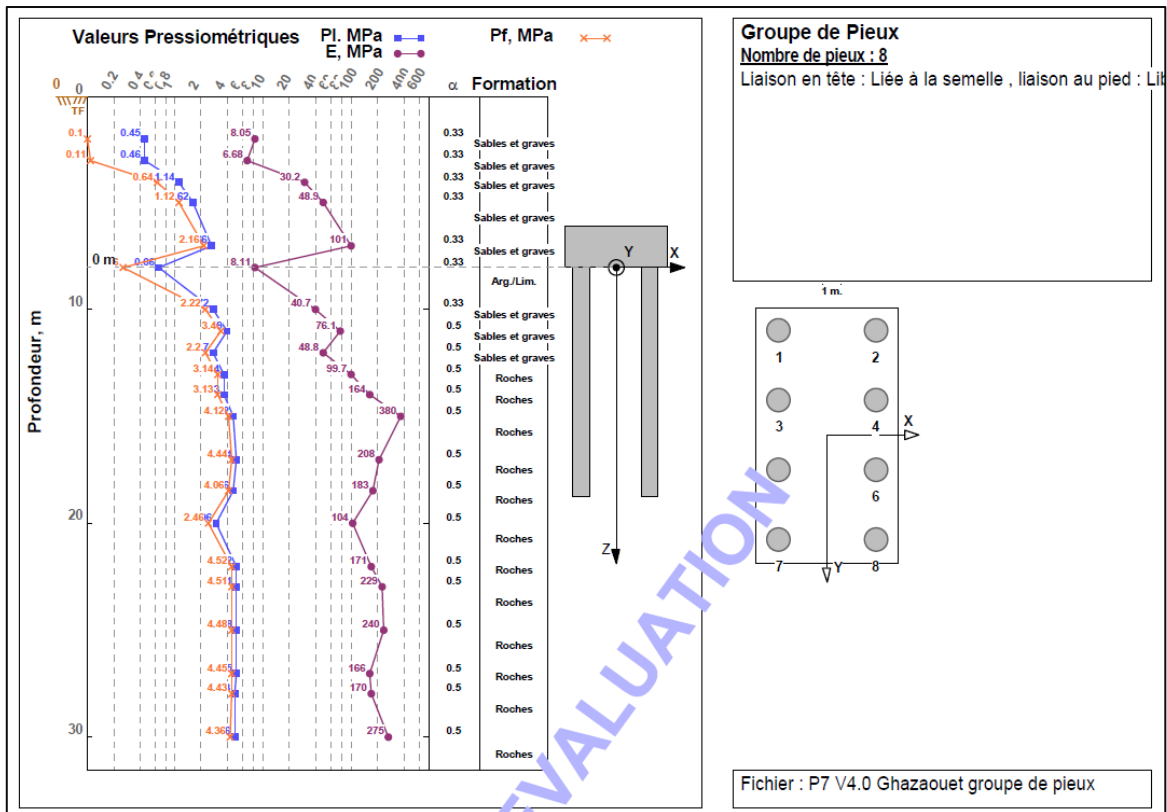


Résultats d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon le règlement Fascicule62 modèle groupe de pieux

Capacité portante, Moments, Déplacements et efforts maximum résultant à ELS quasi-permanent

N° Pieu	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Profondeur (m)	M Max (kN.m)	Ft (kN)	Profondeur (m)	Ft Max (kN)	M (kN.m)	Profondeur (m)	D Max (mm)
1	0	0	8.02	216	121	8.02	121	216	8.13	0.201
2	0	0	8.02	201	121	8.02	121	201	8.02	0.223
3	0	0	8.02	122	62	8.02	62	122	8.4	0.0905
4	0	0	8.02	94	62	8.02	62	94	8.02	0.132
5	0	0	8.02	122	63	8.02	63	122	8.4	0.0905
6	0	0	8.02	94	63	8.02	63	94	8.02	0.132
7	0	0	8.02	216	121	8.02	121	216	8.13	0.201
8	0	0	8.02	201	121	8.02	121	201	8.02	0.223

Résultats d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon le règlement Fascicule62 modèle de groupe de pieux





Résultats d'application GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique la norme NF P 94-262 modèle groupe de pieux

Capacité portante, Moments, Déplacements et efforts maximum résultant à ELS quasi-permanent										
N° Pieu	Rc;cr;d (kN)	Rt;cr;d (kN)	Profondeur (m)	M Max (kN.m)	Ft (kN)	Profondeur (m)	Ft Max (kN)	M (kN.m)	Profondeur (m)	D Max (mm)
1	5113	1844	8.02	222	121	8.02	121	222	8.13	0.196
2	5113	1844	8.02	197	121	8.02	121	197	8.02	0.234
3	5113	1844	8.02	133	62	8.02	62	133	8.61	0.0805
4	5113	1844	8.02	85	62	8.02	62	85	8.02	0.149
5	5113	1844	8.02	133	63	8.02	63	133	8.61	0.0806
6	5113	1844	8.02	85	63	8.02	63	85	8.02	0.149
7	5113	1844	8.02	222	121	8.02	121	222	8.13	0.196
8	5113	1844	8.02	197	121	8.02	121	197	8.02	0.234



Résultats analytiques GEOFOND 1.22 avec la méthode pressiométrique selon la norme NF P 94-262 modèle groupe de pieux



Annexe 5

Bekhti & Benchida	Pieu simple P7 V4.0																																				
<p>Pile verification</p> <p>Input data</p> <p>Project</p> <p>Task : Pieu simple Part : P7 V4.0 Description : Ghazaouet Author : Bekhti & Benchida Date : 23/06/2022</p> <p>Settings</p> <p>(input for current task)</p> <p>Materials and standards</p> <p>Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2) Coefficients EN 1992-1-1 : standard Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3) Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1,00$ Timber structures : EN 1995-1-1 (EC5) Partial factor for timber property : $\gamma_M = 1,30$ Modif. factor of load duration and moisture content : $k_{mod} = 0,50$ Coeff. of effective width for shear stress : $k_{cr} = 0,67$</p> <p>Pile</p> <p>Analysis for drained conditions : NAVFAC DM 7.2 Load settlement curve : linear (Poulos) Horizontal bearing capacity : Elastic subsoil (p-y method) Verification methodology : according to EN 1997 Design approach : 2 - reduction of actions and resistances</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="background-color: #e1f5fe;">Partial factors on actions (A)</th> </tr> <tr> <th colspan="4" style="background-color: #e1f5fe;">Permanent design situation</th> </tr> <tr> <th style="width: 40%;"></th> <th style="width: 10%;"></th> <th style="width: 25%;">Unfavourable</th> <th style="width: 25%;">Favourable</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Permanent actions :</td> <td style="text-align: center;">$\gamma_G =$</td> <td style="text-align: center;">1,35 [-]</td> <td style="text-align: center;">1,00 [-]</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="background-color: #e1f5fe;">Partial factors for resistances (R)</th> </tr> <tr> <th colspan="4" style="background-color: #e1f5fe;">Permanent design situation</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 60%;">Partial factor on shaft resistance :</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">$\gamma_s =$</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">1,10 [-]</td> <td style="width: 15%;"></td> </tr> <tr> <td>Partial factor on base resistance :</td> <td style="text-align: center;">$\gamma_b =$</td> <td style="text-align: center;">1,10 [-]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Partial factor on resistance in tension :</td> <td style="text-align: center;">$\gamma_{st} =$</td> <td style="text-align: center;">1,15 [-]</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>Basic soil parameters</p>		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 [-]	
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 [-]																																			
1																																					

No.	Name	Pattern	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Calcaire		25,80	0,33
2	grave argileux		20,00	0,25

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	Calcaire		-	30000,00	25,80	-	-
2	grave argileux		155,00	-	21,00	-	-

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	Calcaire		-	-	-	130,00	1,00
2	grave argileux		-	-	-	5,00	1,00

Soil parameters

Calcaire

Unit weight : $\gamma = 25,80$ kN/m³
 Poisson's ratio : $\nu = 0,33$
 Deformation modulus : $E_{def} = 30000,00$ MPa
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25,80$ kN/m³
 Cohesion of soil : $c_u = 130,00$ kPa
 Adhesion factor : $\alpha = 1,00$
 Coefficient of lateral stress : $K = 1,00$

grave argileux

Unit weight : $\gamma = 20,00$ kN/m³
 Poisson's ratio : $\nu = 0,25$
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 155,00$ MPa
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³
 Cohesion of soil : $c_u = 5,00$ kPa
 Adhesion factor : $\alpha = 1,00$

Coefficient of lateral stress : $K = 1,00$

Geometry

Pile profile: circular

Dimensions

Diameter $d = 1,20$ m

Length $l = 10,80$ 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 $h_z = 0,00$ 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]	Assigned soil	Pattern
1	3,98	0,00 .. 3,98	8,00 .. 4,02	grave argileux	
2	8,02	3,98 .. 12,00	4,02 .. -4,00	Calcaire	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assigned soil	Pattern
3	18,00	12,00 .. 30,00	-4,00 .. -22,00	Calcaire	
4	-	30,00 .. ∞	-22,00 .. -	Calcaire	

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	3588,30	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 bearing capacity:

The soil under the base is cohesive

Design undrained shear strength $c_u = 130,00$ kPa

Area of pile transverse cross-section $A_p = 1,13E+00$ m²

Pile shaft resistance:

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	-	-	12,00	20,56
1,20	-	-	-	-	-	-	-
3,98	2,78	5,00	1,00	-	-	24,00	47,64
3,98	-	-	-	-	-	-	-
10,80	6,82	130,00	1,00	-	-	24,00	3038,55

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 $R_s = 3106,75$ kN (latérale)

Pile base bearing capacity $R_b = 1202,94$ kN (pointe)

Pile bearing capacity $R_c = 4309,69$ kN

Ultimate vertical force $V_d = 4000,54$ kN

$R_c = 4309,69$ kN > $4000,54$ kN = V_d

Pile bearing capacity is SATISFACTORY

Verification No. 1

Analysis of load settlement curve - input data

Layer No.	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00

Maximum pile settlement $s_{lim} = 25,0$ mm

Analysis of load settlement curve - partial results

Correction factor for pile compressibility $C_k = 0,97$

Correction factor for Poisson's ratio of soil $C_v = 0,80$

Correction factor for stiffness of bearing stratum $C_b = 1,90$

Base-load proportion for incompressible pile $\beta_0 = 0,12$

Proportion of applied load transferred to pile base $\beta = 0,17$

Influence coefficients of settlement :

Basic - dependent on ratio l/d $I_0 = 0,16$

Correction factor for pile compressibility $R_k = 1,00$

Correction factor for finite depth of layer on a rigid base $R_h = 1,00$

Correction factor for Poisson's ratio of soil $R_v = 0,91$

Analysis of load settlement curve - results

Load at the onset of mobilization of skin friction $R_{yu} = 3096,65$ kN

The settlement for the force R_{yu} $s_y = 25,0$ mm

Total resistance $R_c = 3096,65$ kN

Maximum settlement $s_{lim} = 25,0$ mm

No.	Load		Name	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]	Type
	new	edit								
1	Yes		ELU	30060,60	836,40	13710,90	41,00	0,00	0,00	Design
2	Yes		ELS	22304,50	619,60	10156,20	30,40	0,00	0,00	Design

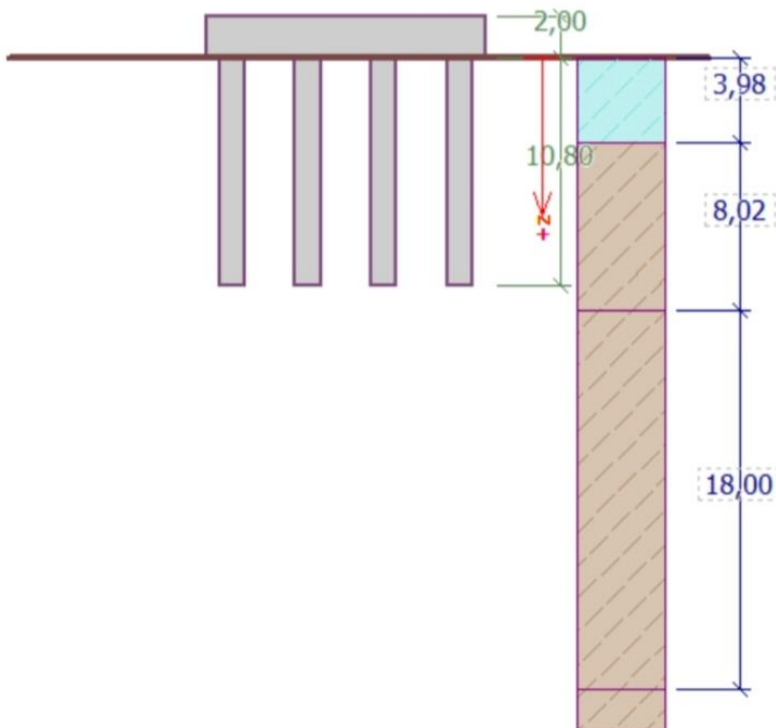
ELS

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 $c_{US} = 83,94$ kPa
 Undrained shear strength at base of pile group $c_{Ub} = 130,00$ kPa
 Cohesion group bearing capacity factor $N_{cg} = 6,30$
 Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 84902,57$ kN
 Maximum vertical force $V_d = 30502,92$ kN
 $R_g = 84902,57$ kN > $30502,92$ kN = V_d

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY



Verification of pile group**Input data****Project**

Task : Pile P7
 Part : Viaduc V4.0
 Description : Calcul de capacité portante
 Author : Bekhti & Benchida
 Date : 23/06/2022

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)
 Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1,00$

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus
 Restriction of influence zone : by percentage of Sigma, Or
 Coeff. of restriction of influence zone : 10,0 [%]

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**calcaire**

Unit weight : $\gamma = 25,80 \text{ kN/m}^3$
 Cohesion of soil : $c_u = 130,00 \text{ kPa}$

Oedometric modulus : $E_{oed} = 30000,00$ MPa
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25,80$ kN/m³

grave argileus

Unit weight : $\gamma = 20,00$ kN/m³
Cohesion of soil : $c_u = 5,00$ kPa
Deformation modulus : $E_{def} = 155,00$ MPa
Poisson's ratio : $\nu = 0,25$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

Construction

Width of pile cap $b_x = 13,20$ m
 $b_y = 5,50$ m
Pile diameter $d = 1,20$ m
Number of piles $n_x = 4$
 $n_y = 2$
Spacing of piles $s_x = 3,60$ m
 $s_y = 3,60$ m

Geometry

Depth from ground surface $h_z = 0,00$ m
Pile head offset $h = 0,00$ m
Thickness of pile cap $t = 2,00$ m
Length of piles $l = 10,80$ m

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 = 5,00 m

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assigned soil	Pattern
1	3,98	0,00 .. 3,98	5,00 .. 1,02	grave argileus	
2	8,02	3,98 .. 12,00	1,02 .. -7,00	calcaire	
3	18,00	12,00 .. 30,00	-7,00 .. -25,00	calcaire	
4	-	30,00 .. ∞	-25,00 .. -	calcaire	

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	30060,60	836,40	13710,90	41,00	0,00	0,00
2	Yes		ELS	Design	22304,50	619,60	10156,20	30,40	0,00	0,00

Global settings

Analysis type : analytical solution
Type of soil : cohesive soil

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 $c_{us} = 83,94$ kPa
 Undrained shear strength at base of pile group $c_{ub} = 130,00$ kPa
 Cohesion group bearing capacity factor $N_{cg} = 6,30$
 Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 84902,57$ kN
 Maximum vertical force $V_d = 30502,92$ kN

$R_g = 84902,57$ kN > $30502,92$ 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	30060,60	836,40	13710,90	41,00	0,00	0,00
2	No	No	ELS	Design	22304,50	619,60	10156,20	30,40	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.

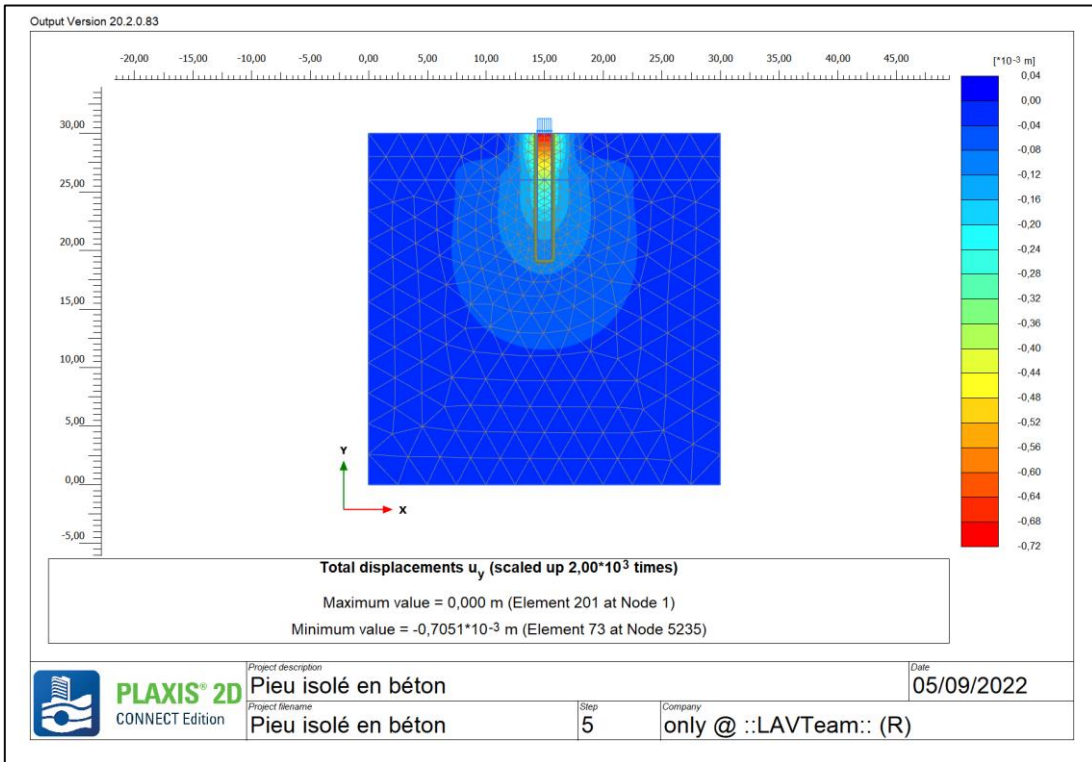
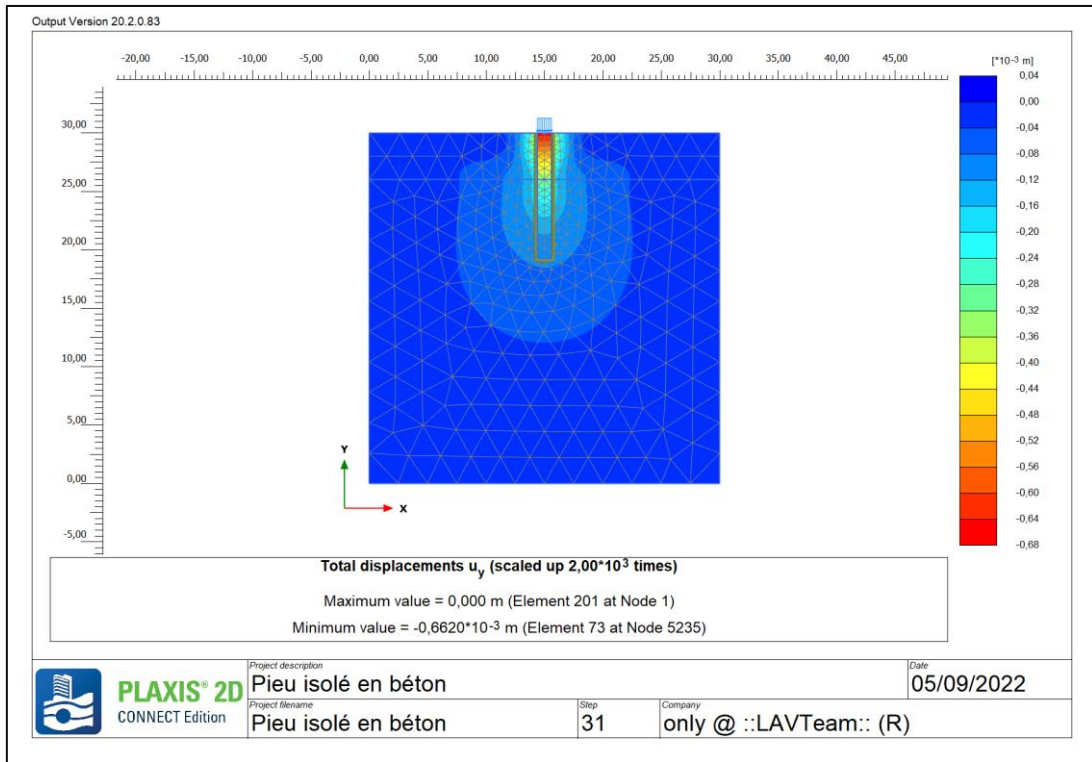
Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils

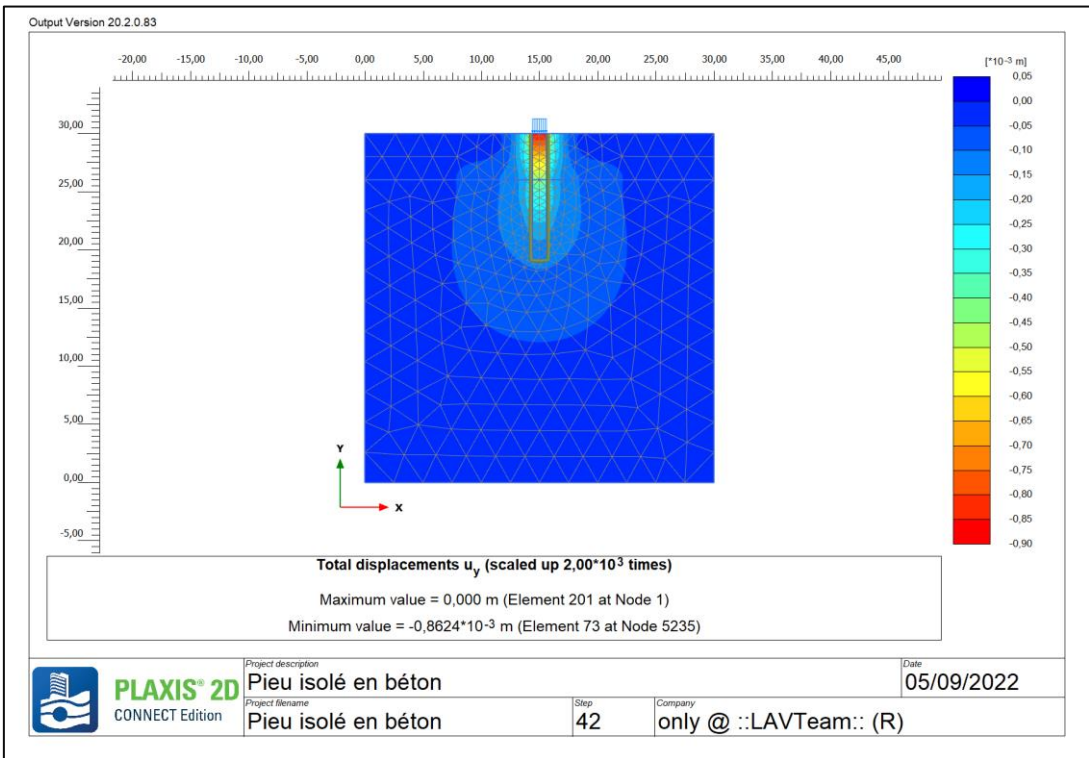
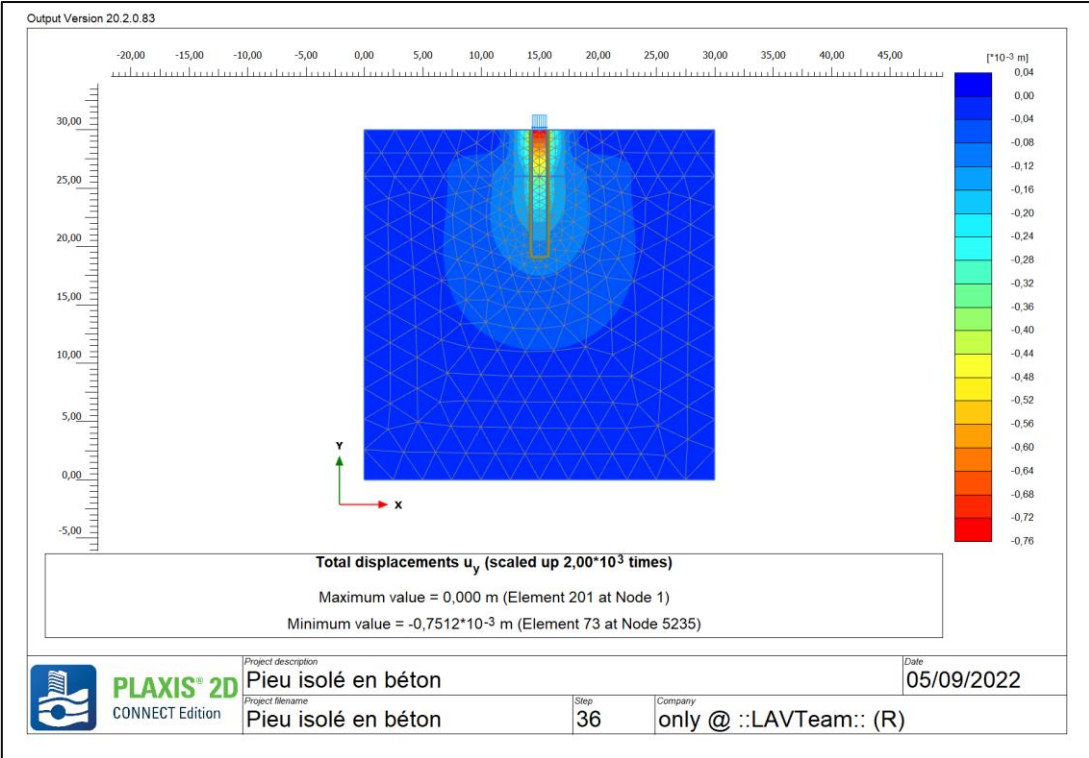
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

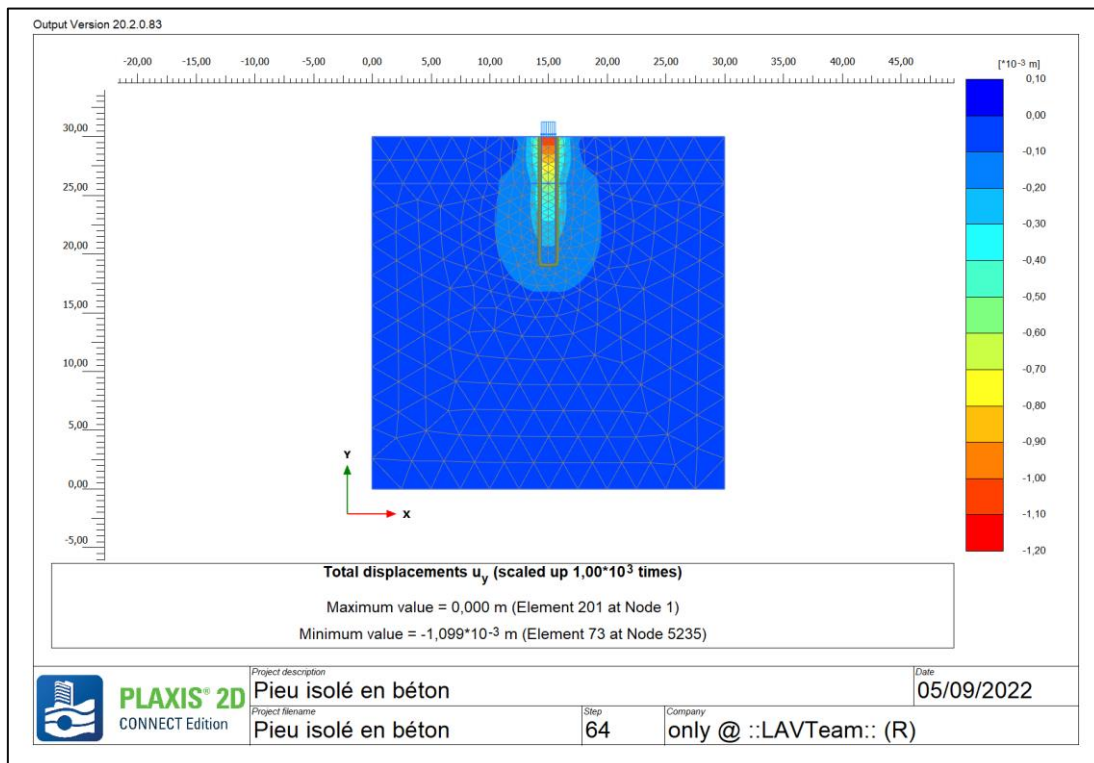
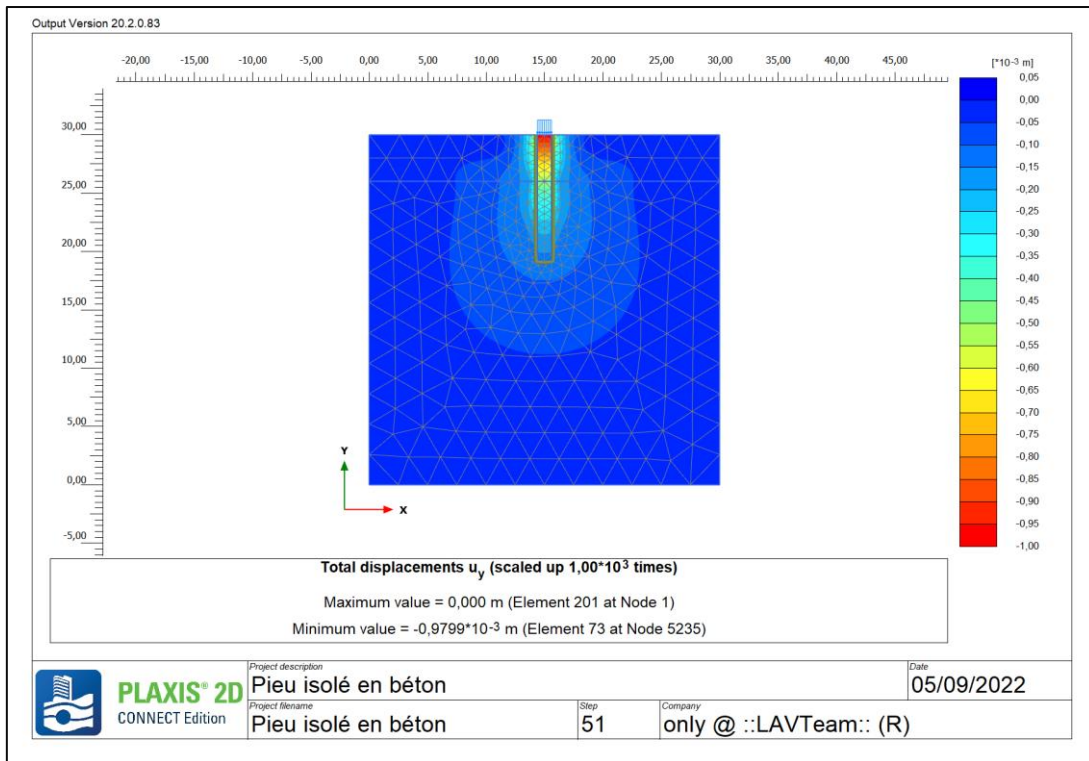
Average undrained shear strength along the piles $c_{us} = 83,94$ kPa
 Undrained shear strength at base of pile group $c_{ub} = 130,00$ kPa
 Cohesion group bearing capacity factor $N_{cg} = 6,30$
 Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 84902,57$ kN
 Maximum vertical force $V_d = 38259,02$ kN

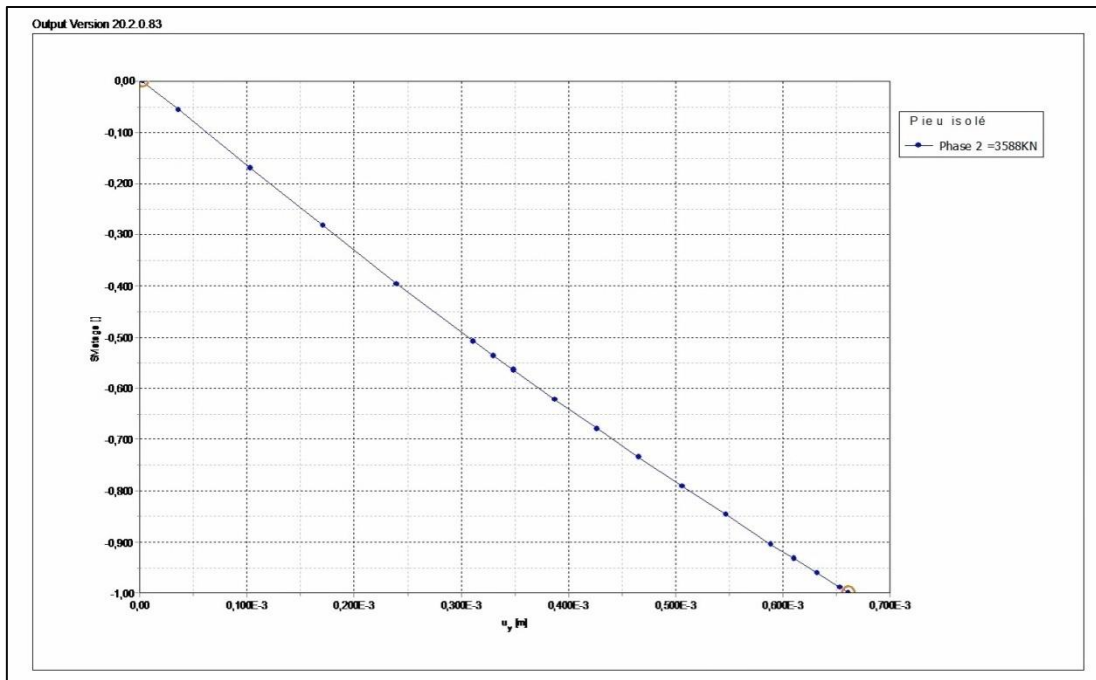
 $R_g = 84902,57$ kN > $38259,02$ kN = V_d **Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY**

Annexe 6

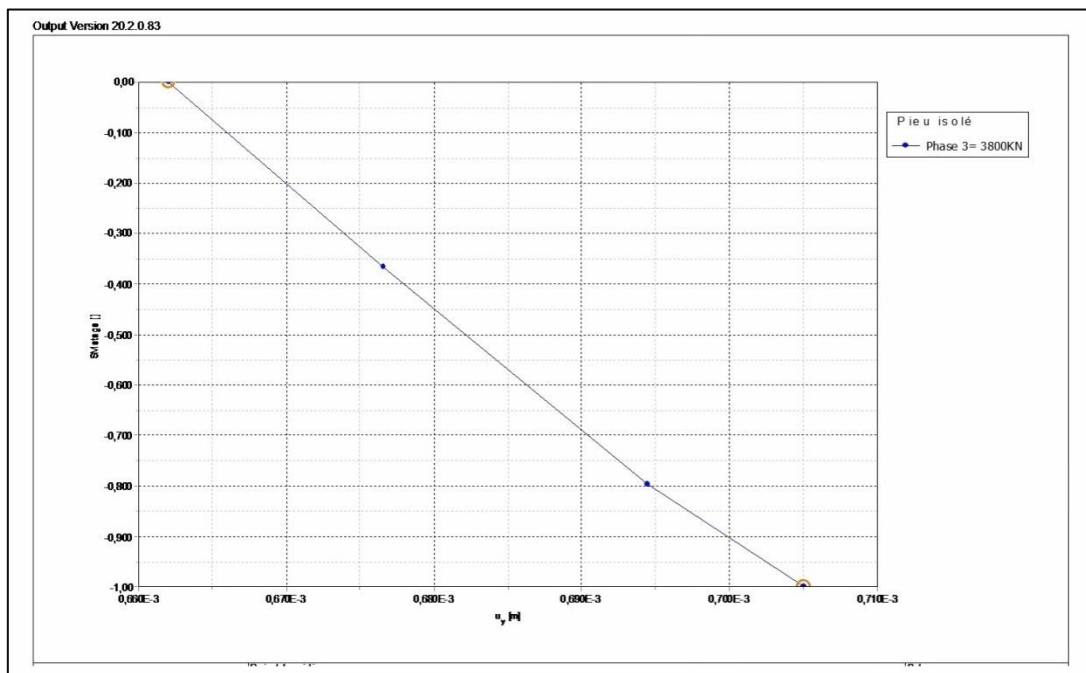




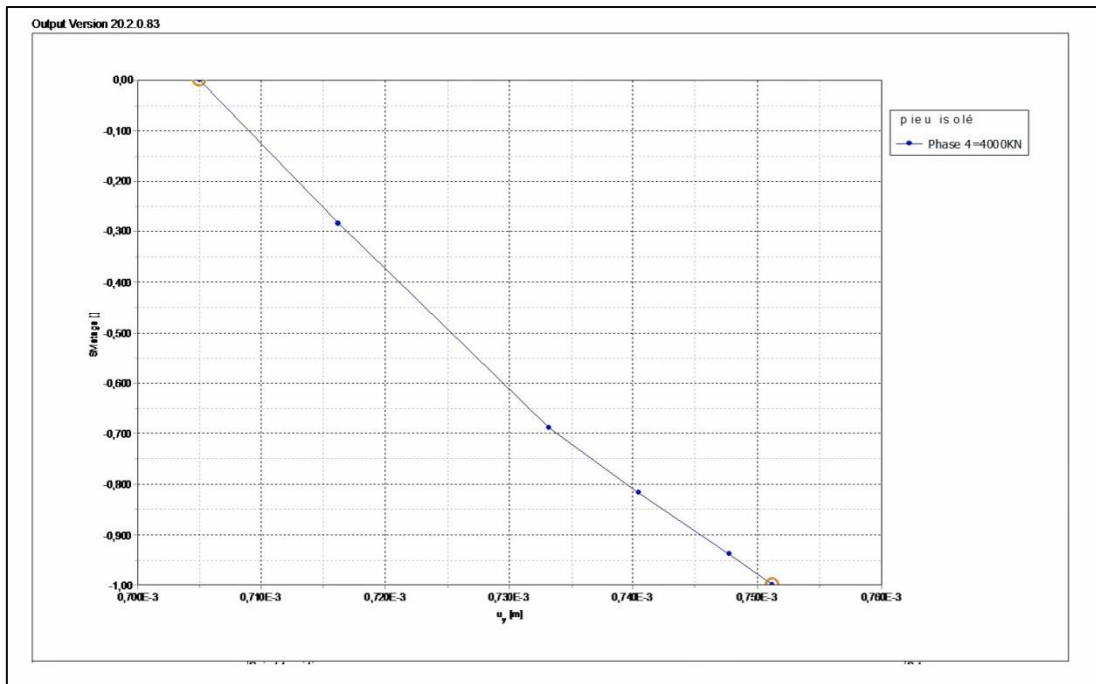




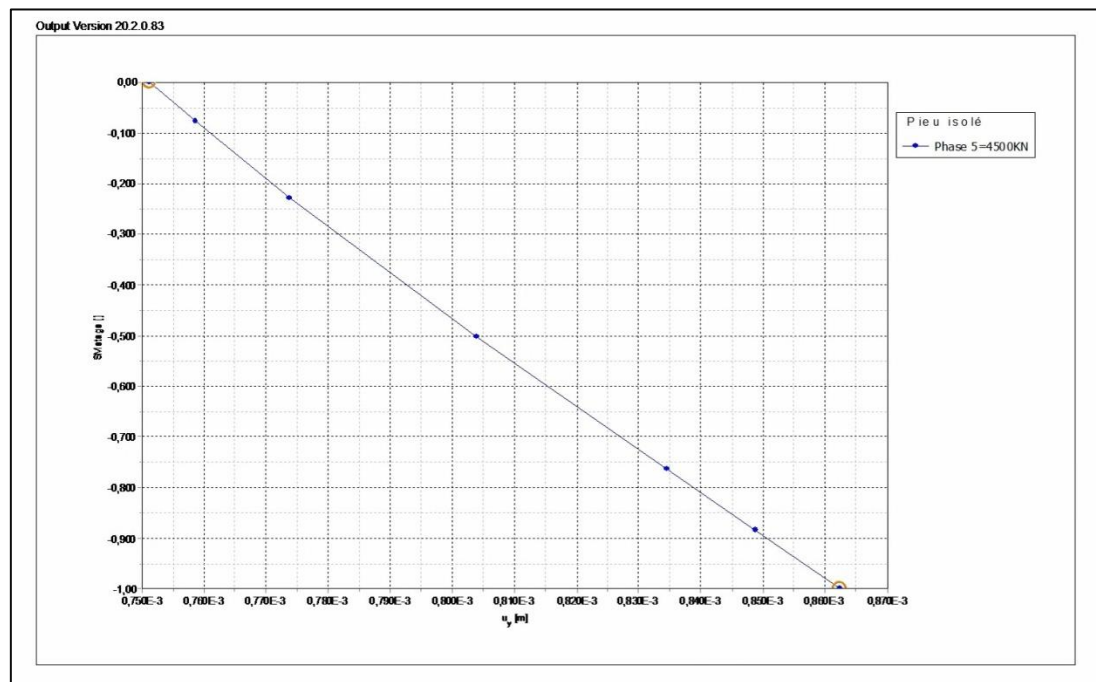
Courbe de tassement pour la phase 2



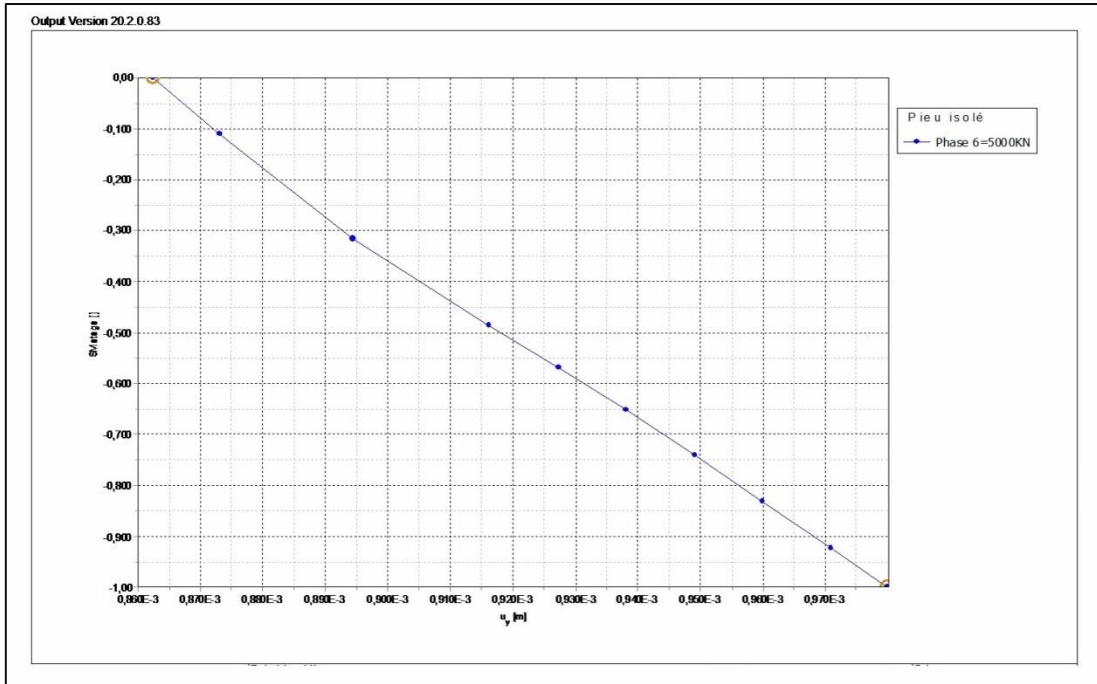
Courbe de tassement pour la phase 3



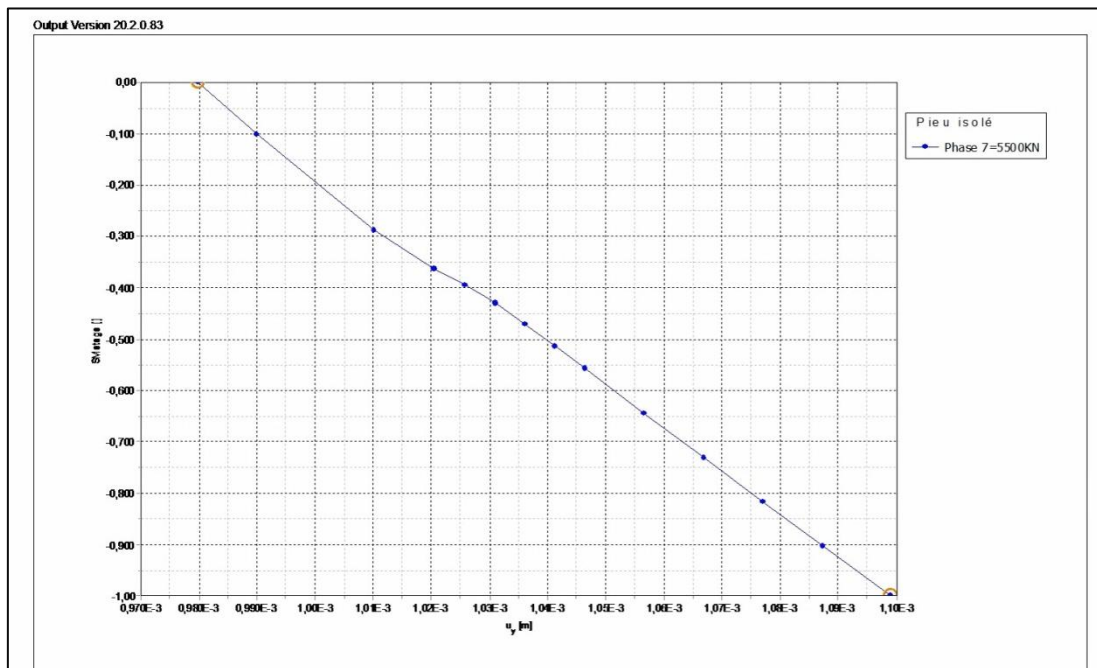
Courbe de tassement pour la phase 4



Courbe de tassement pour la phase 5

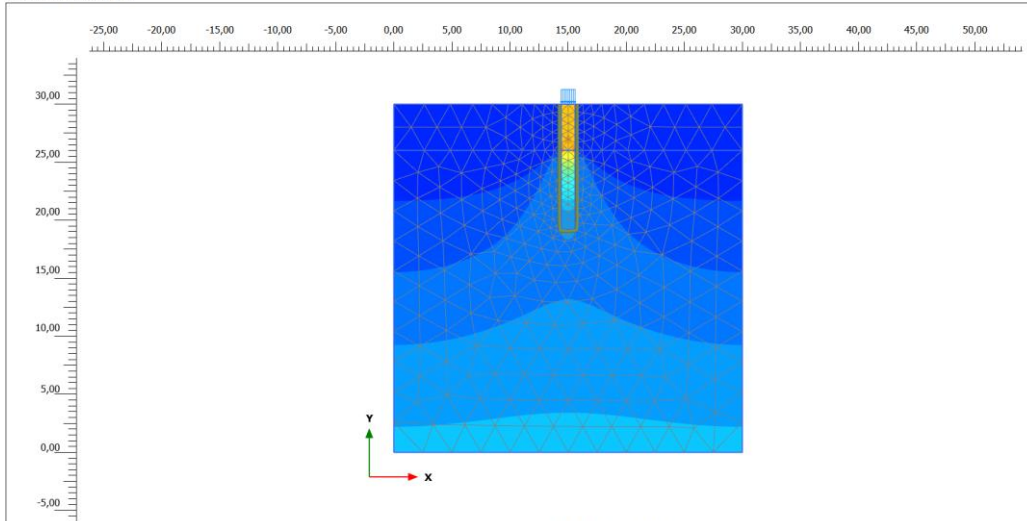


Courbe de tassement pour la phase 6



Courbe de tassement pour la phase 7

Output Version 20.2.0.83



Cartesian total stress σ_{yy} (scaled up $0,500 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1,835 kN/m² (Element 46 at Node 5370)

Minimum value = -3846 kN/m² (Element 78 at Node 4979)



PLAXIS[®] 2D
CONNECT Edition

Project description

Pieu isolé en béton

Project filename

Pieu isolé en béton

Step
19

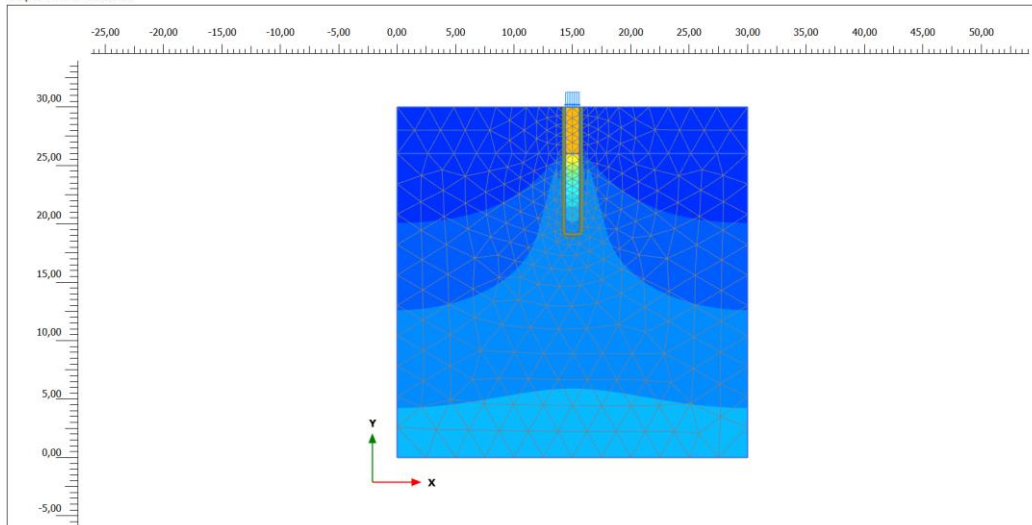
Company

only @ ::LAVTeam:: (R)

Date

07/09/2022

Output Version 20.2.0.83



Cartesian total stress σ_{yy} (scaled up $0,200 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1,841 kN/m² (Element 46 at Node 5370)

Minimum value = -4064 kN/m² (Element 78 at Node 4979)



PLAXIS[®] 2D
CONNECT Edition

Project description

Pieu isolé en béton

Project filename

Pieu isolé en béton

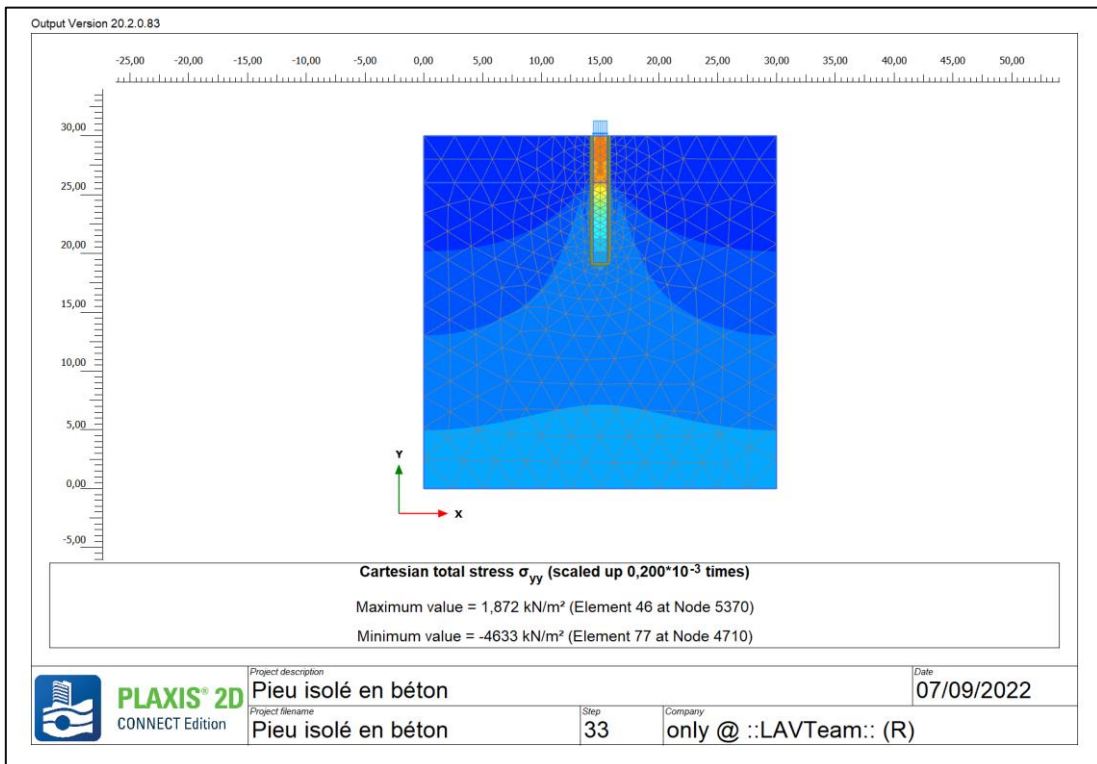
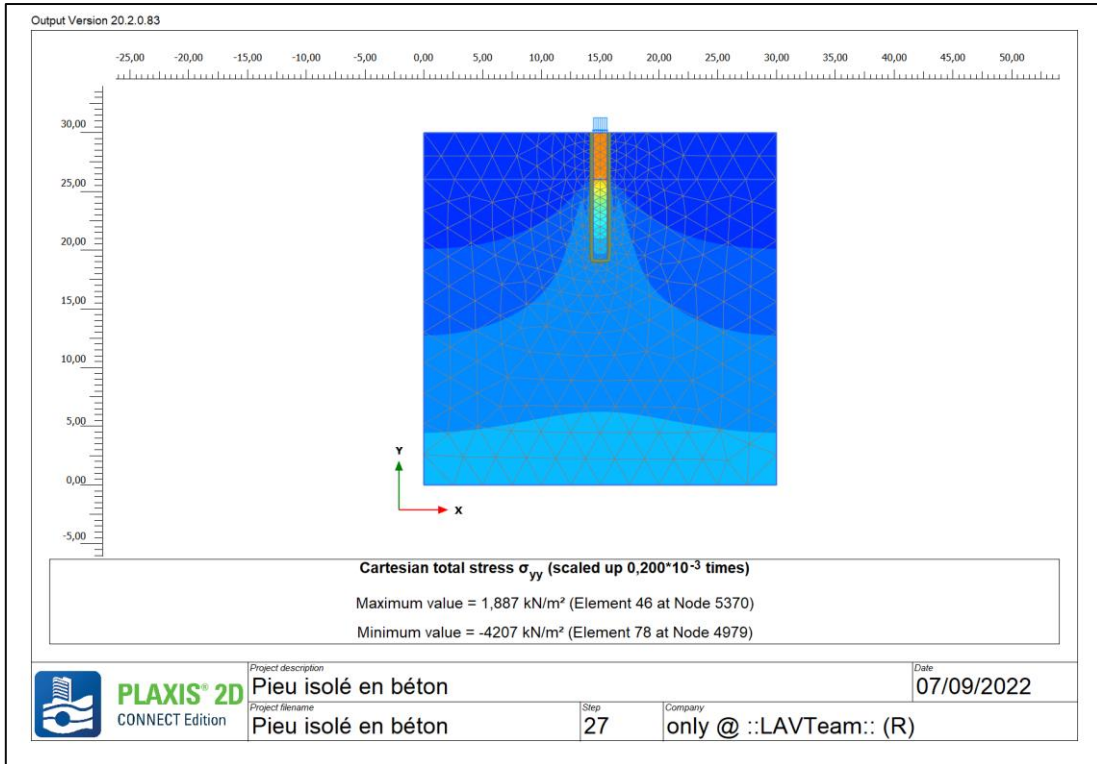
Step
22

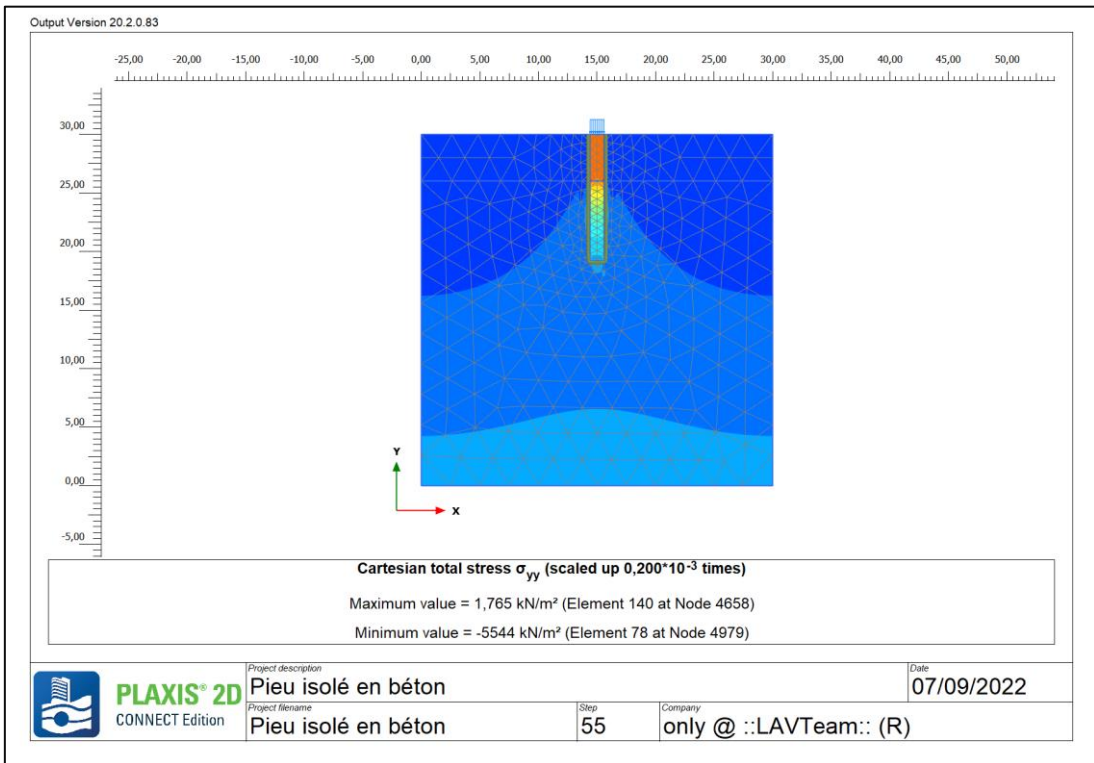
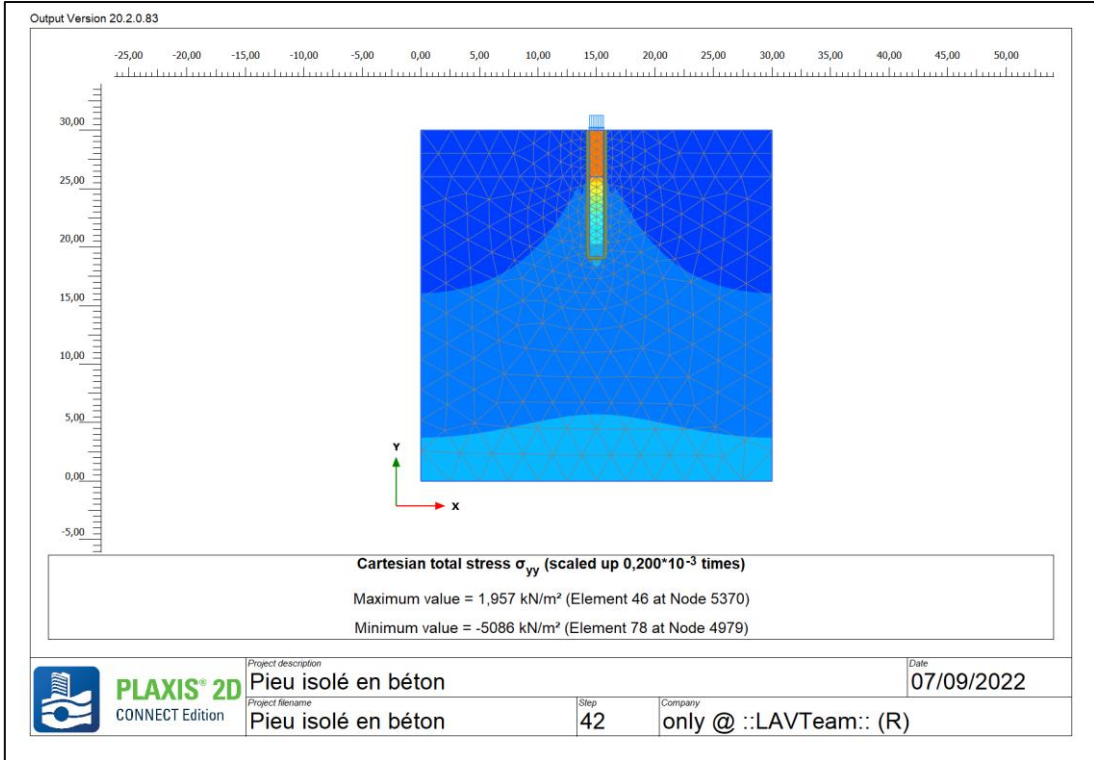
Company

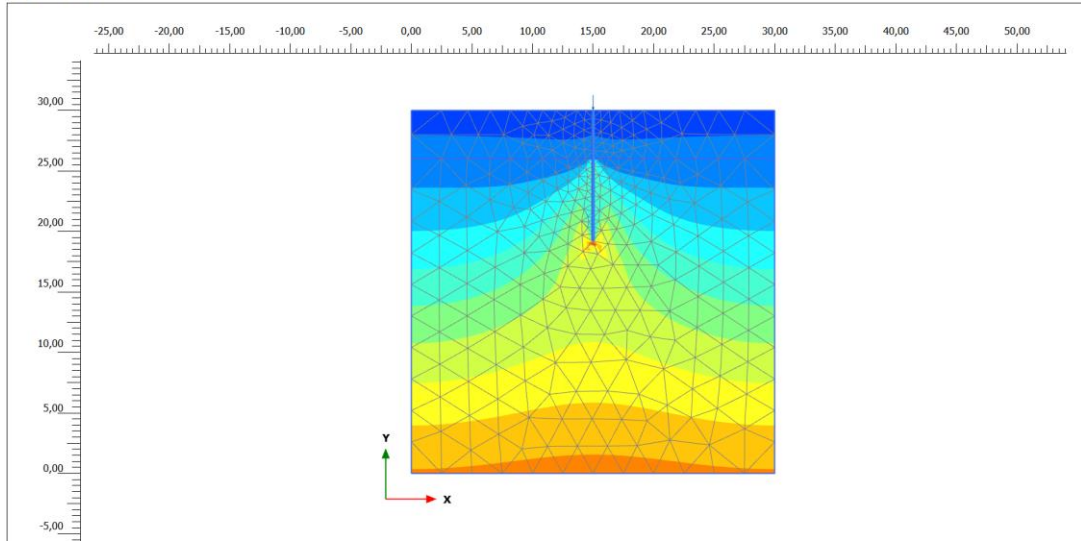
only @ ::LAVTeam:: (R)

Date

07/09/2022

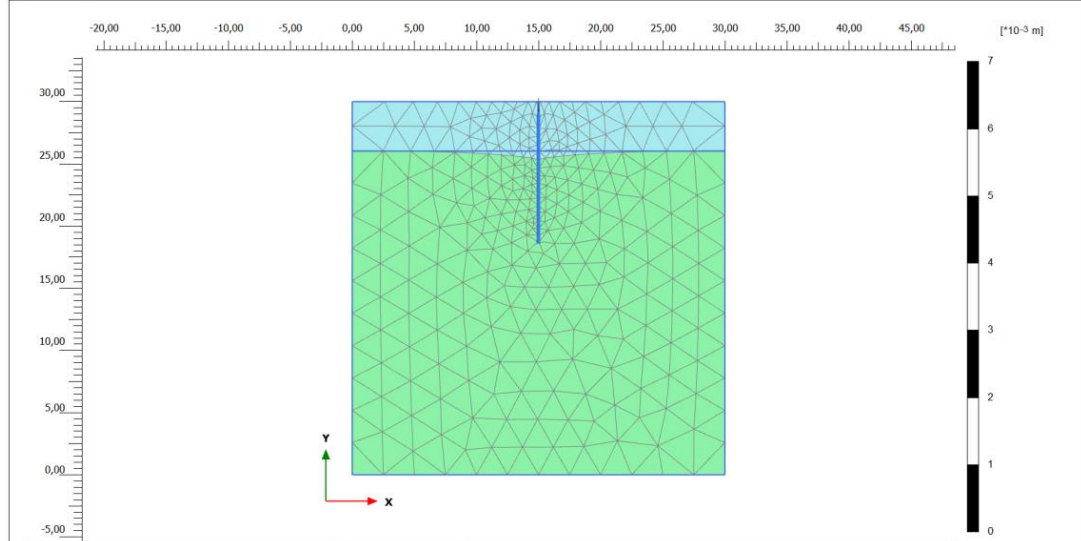






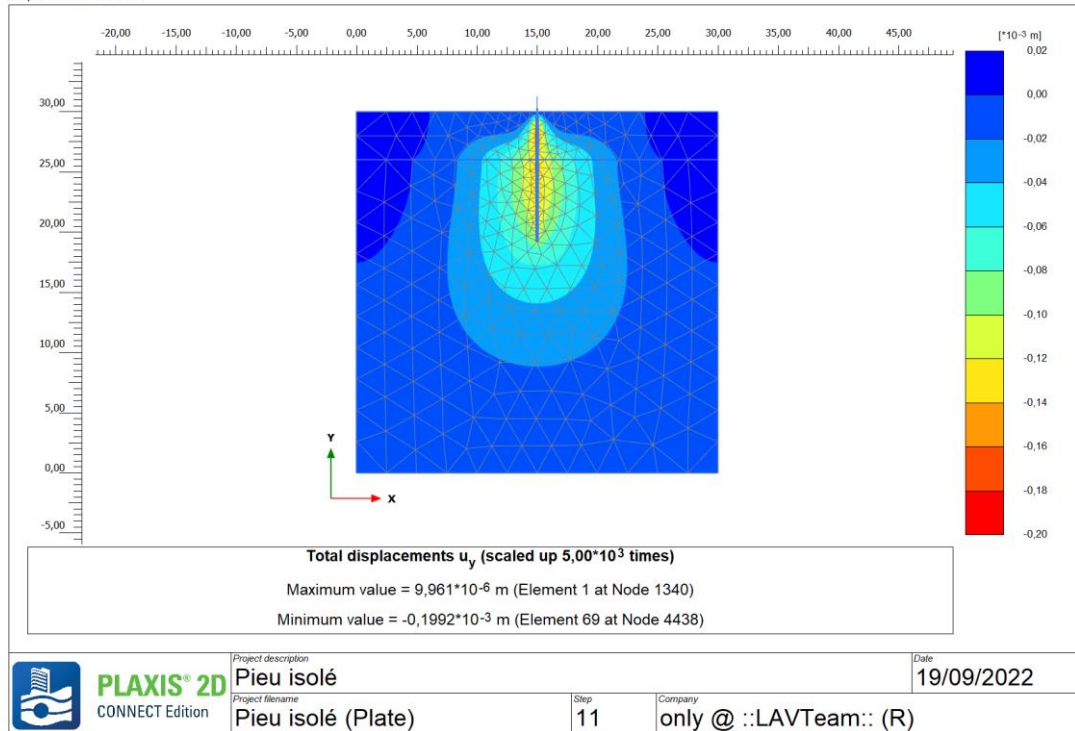
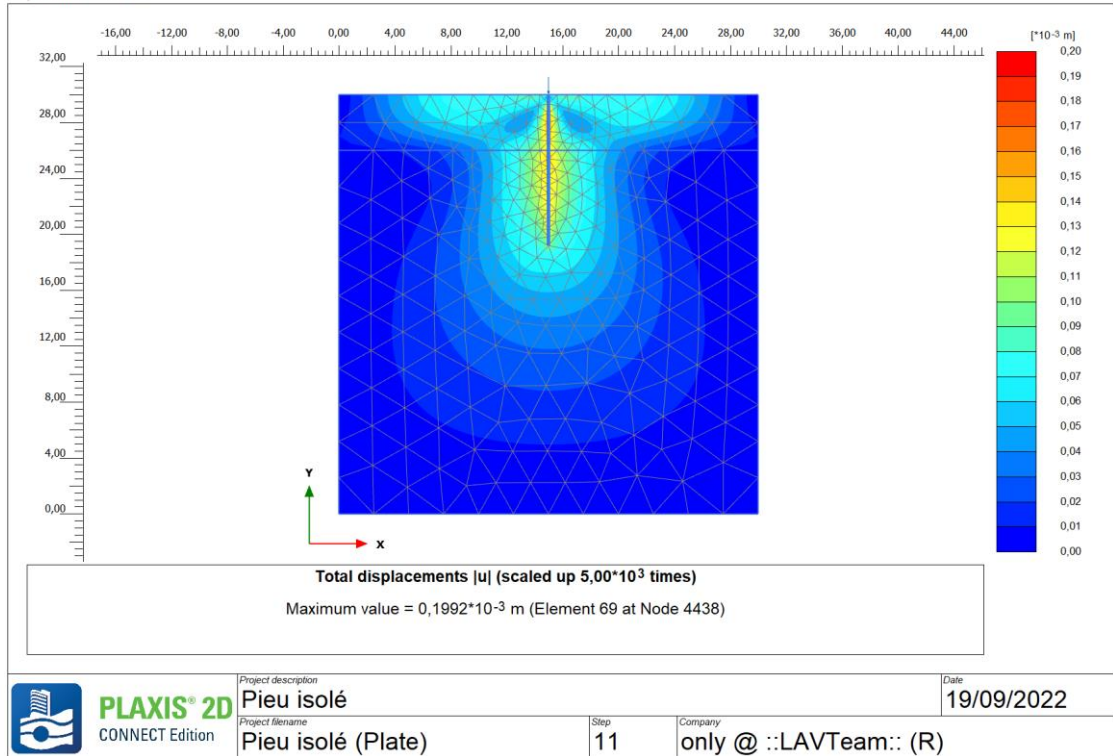
Cartesian total stress σ_{yy} (scaled up $1,00 \cdot 10^{-3}$ times)
 Maximum value = 141,5 kN/m² (Element 139 at Node 4636)
 Minimum value = -1021 kN/m² (Element 451 at Node 1855)

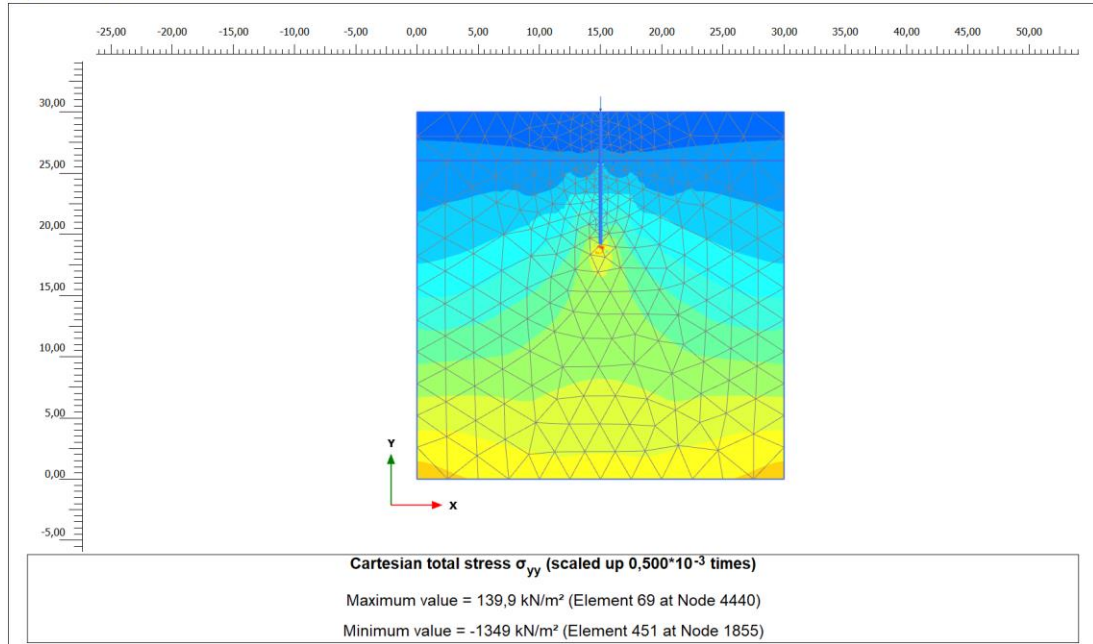
	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	11	Company



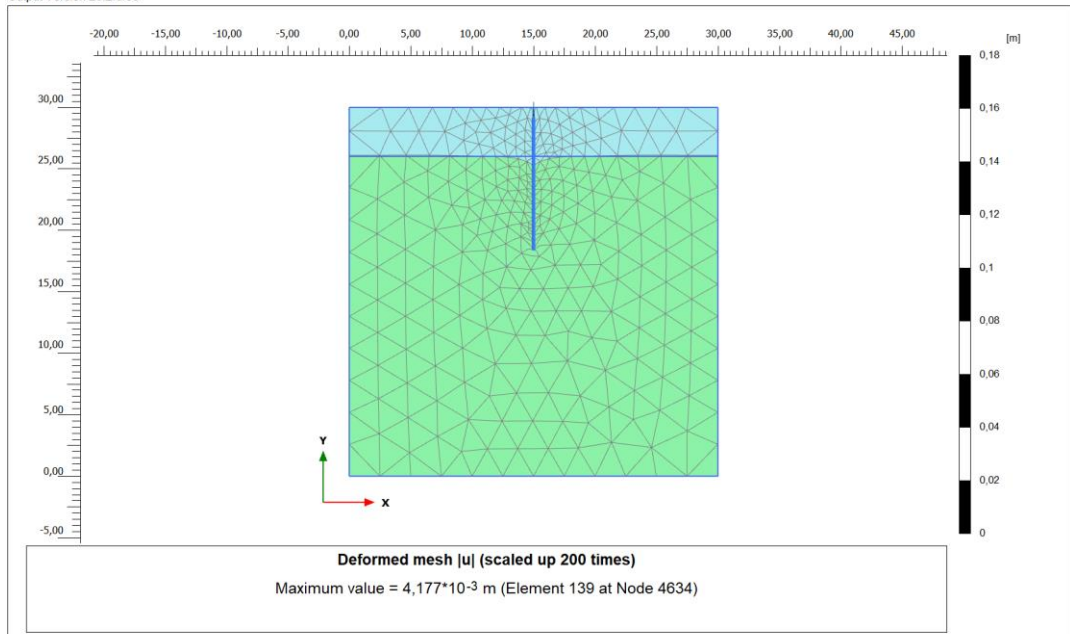
Deformed mesh $|u|$ (scaled up $5,00 \cdot 10^3$ times)
 Maximum value = 0,1992 * 10⁻³ m (Element 69 at Node 4438)

	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	11	Company

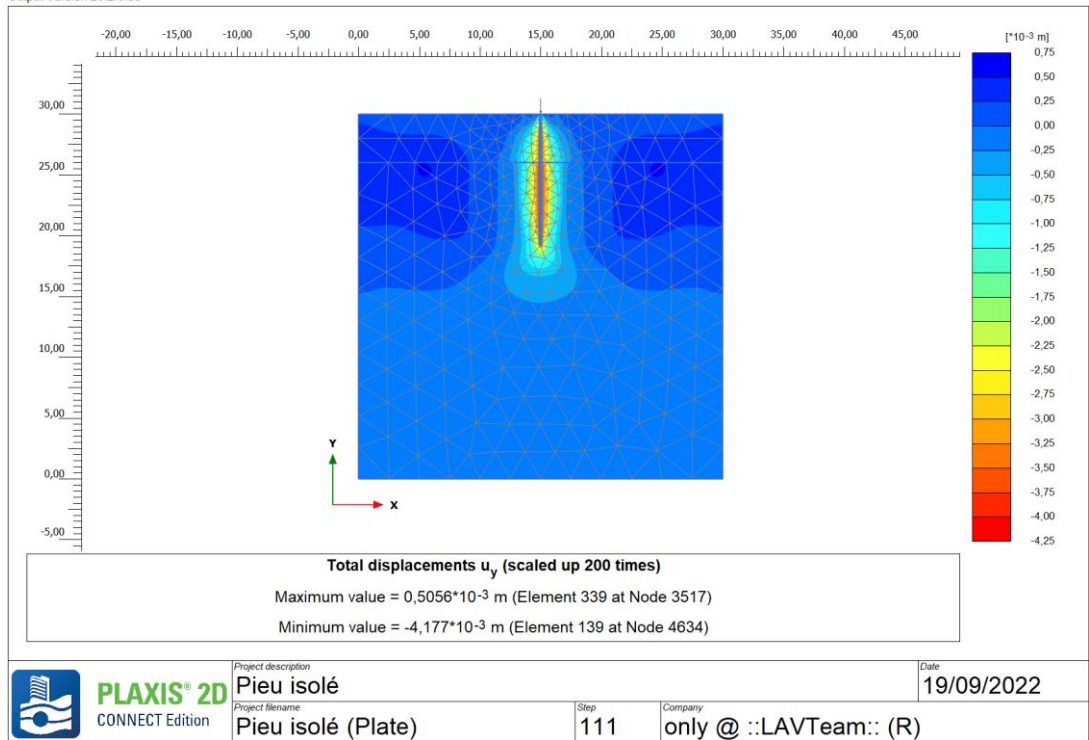
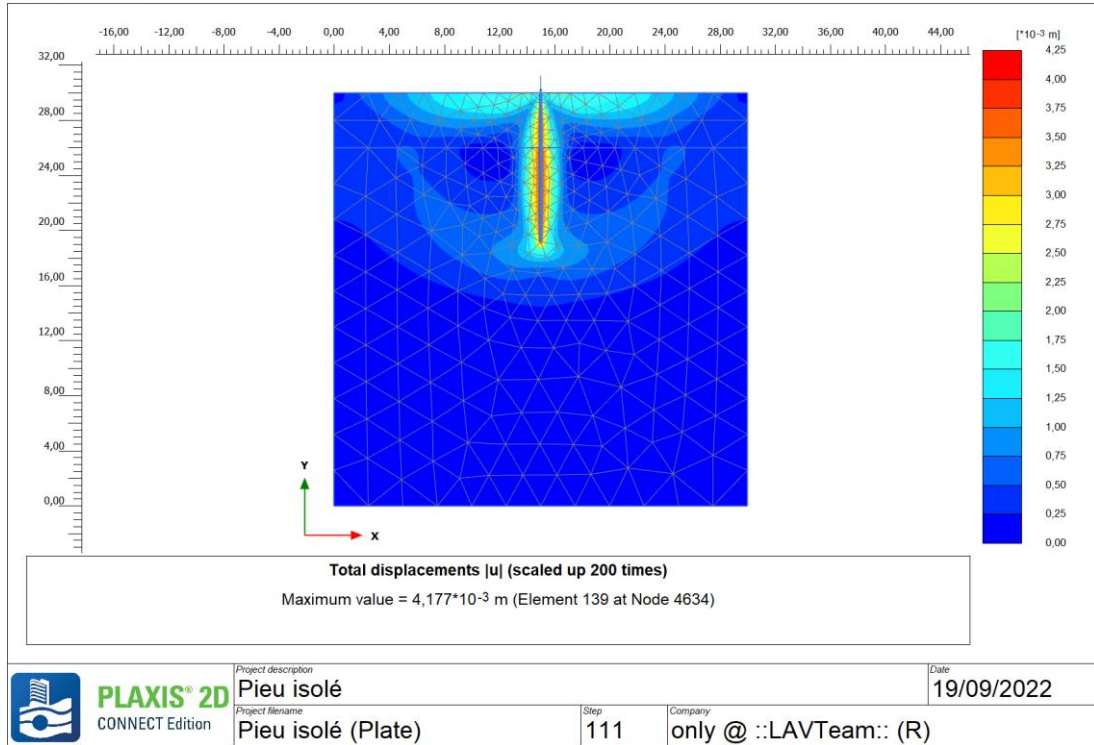


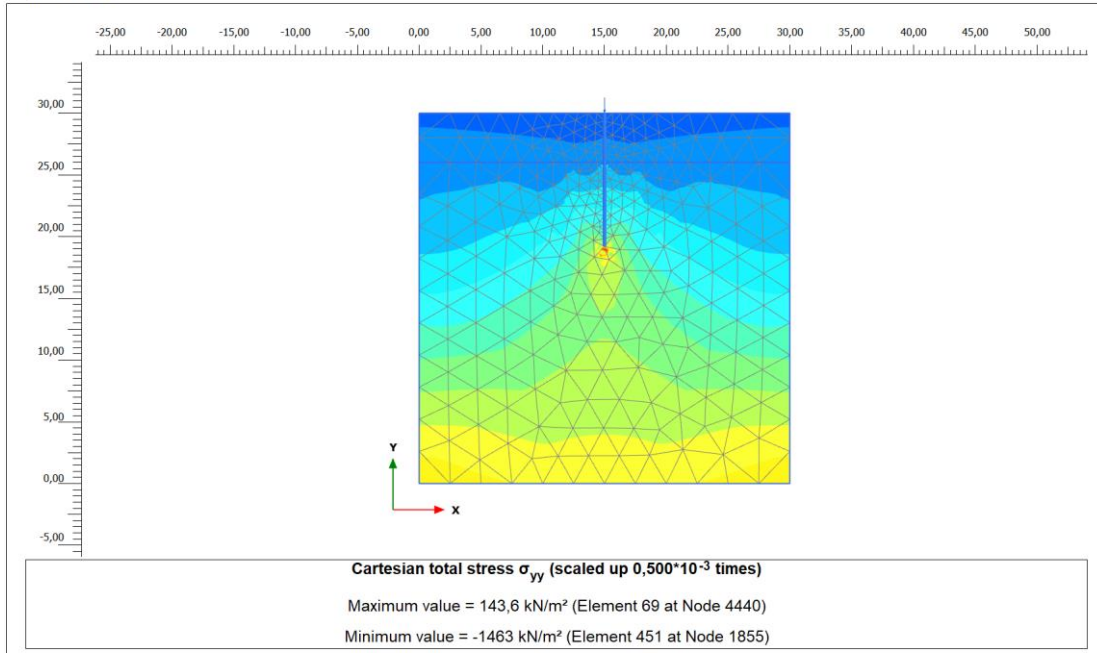


	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	111	Company

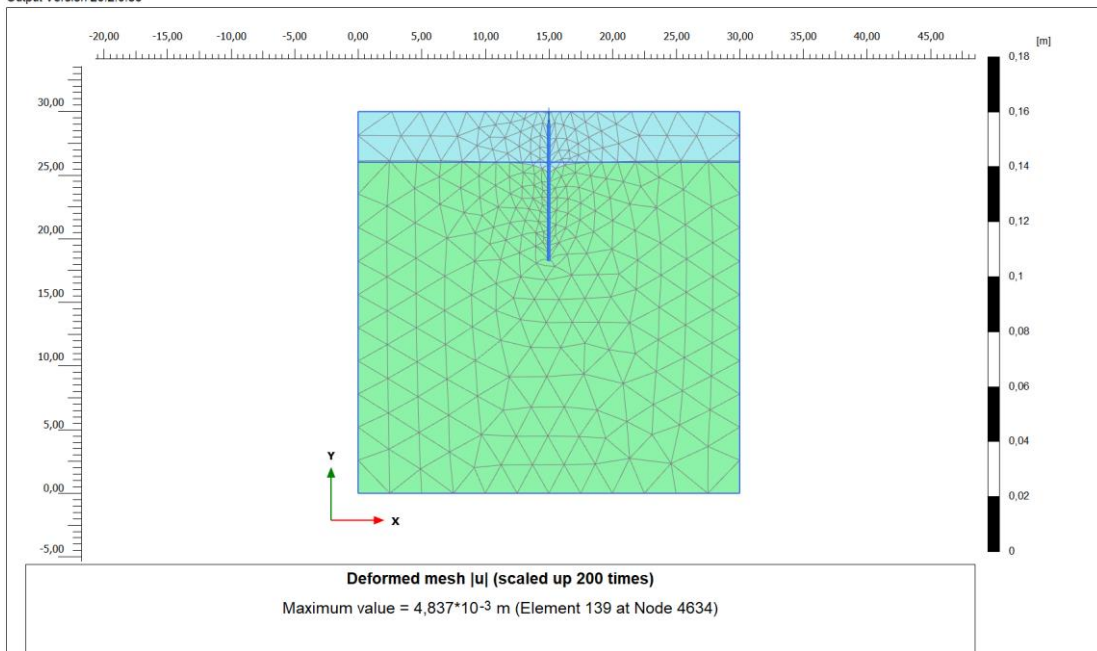


	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	111	Company

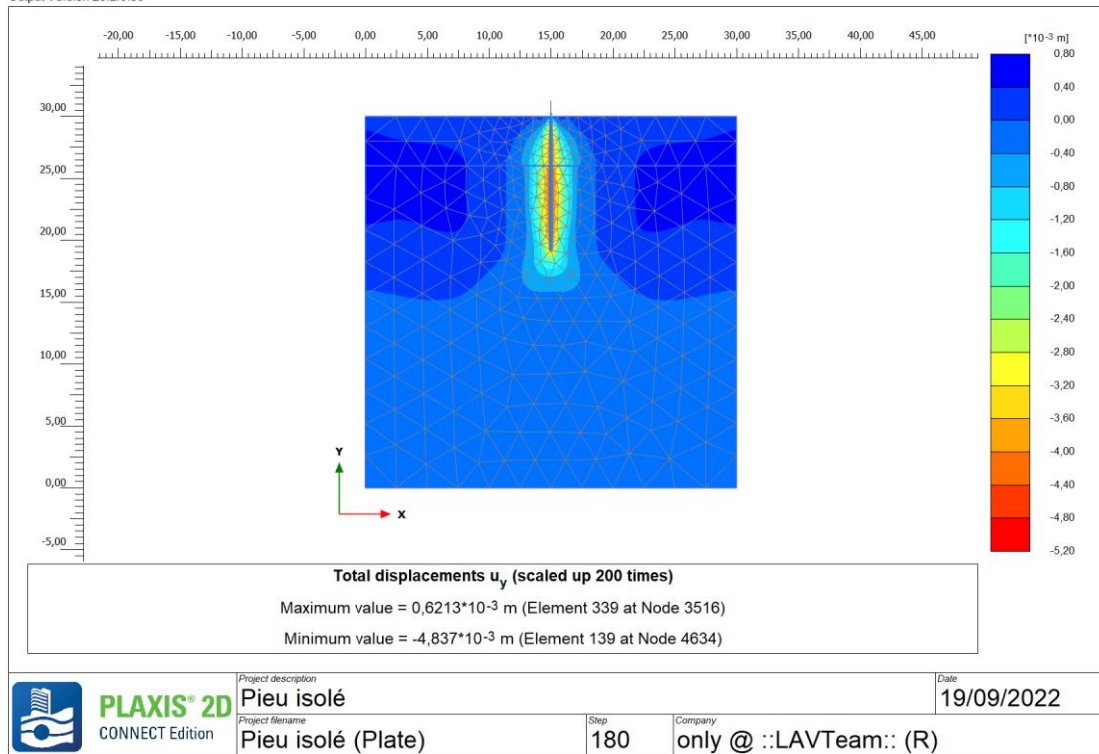
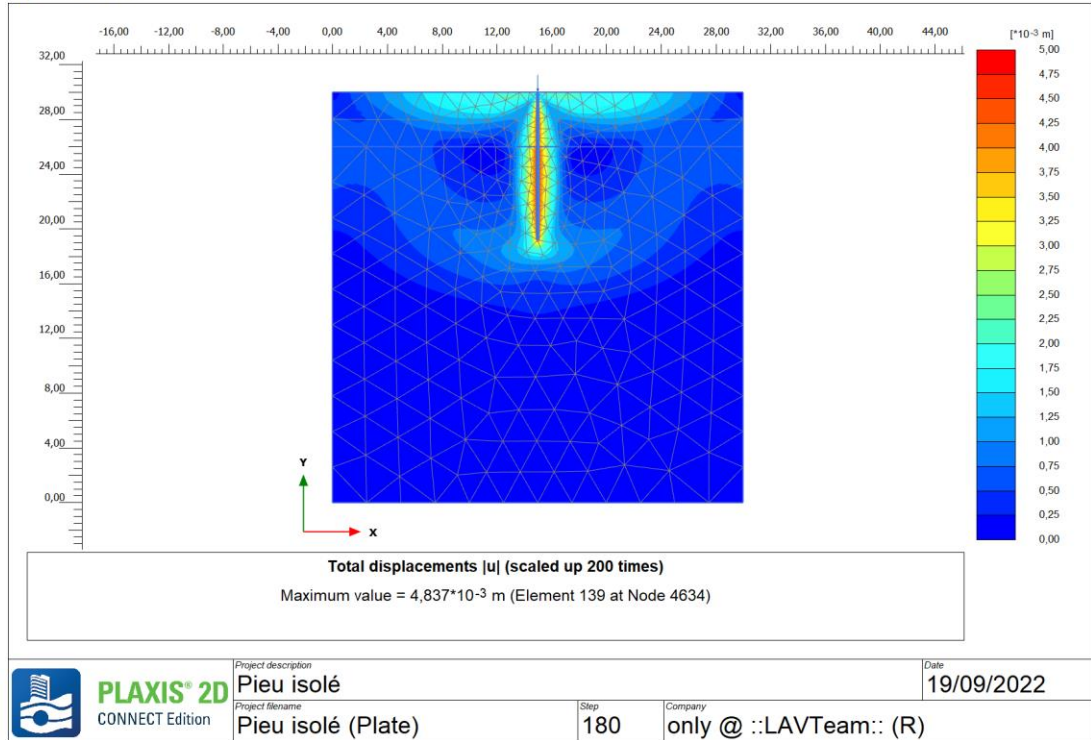


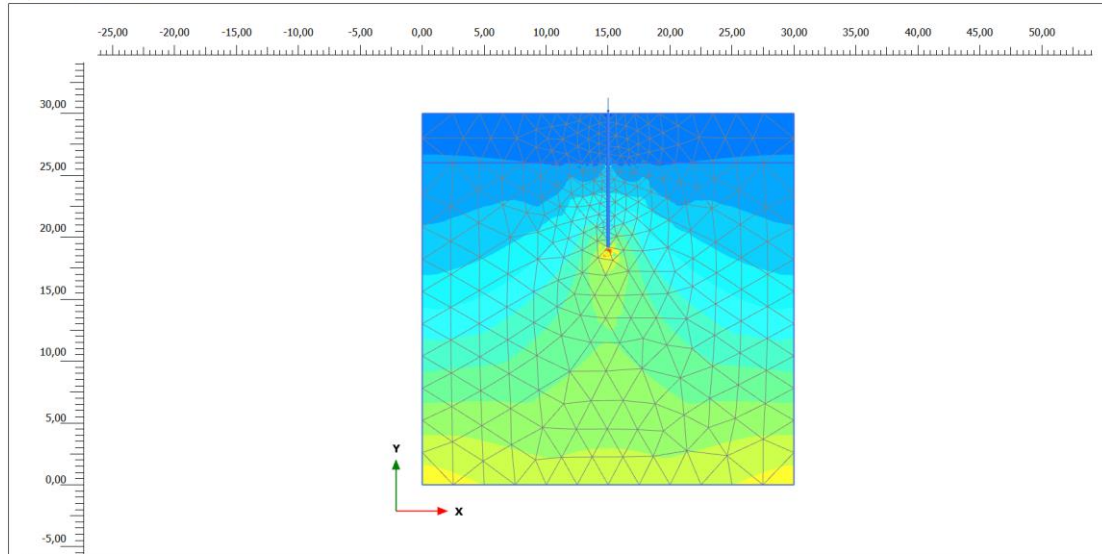


	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	180	Company



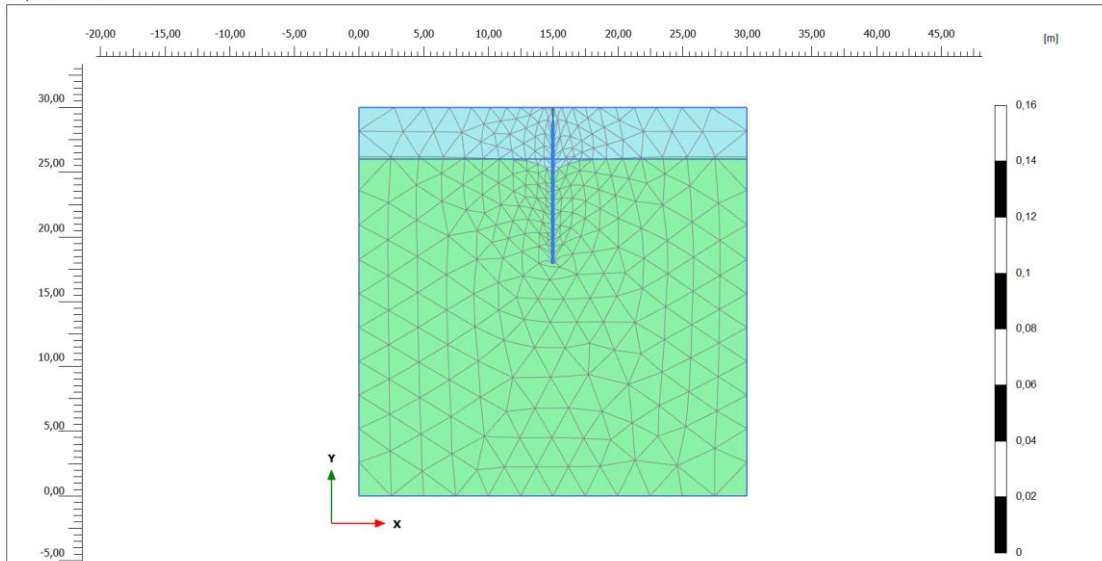
	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	180	Company





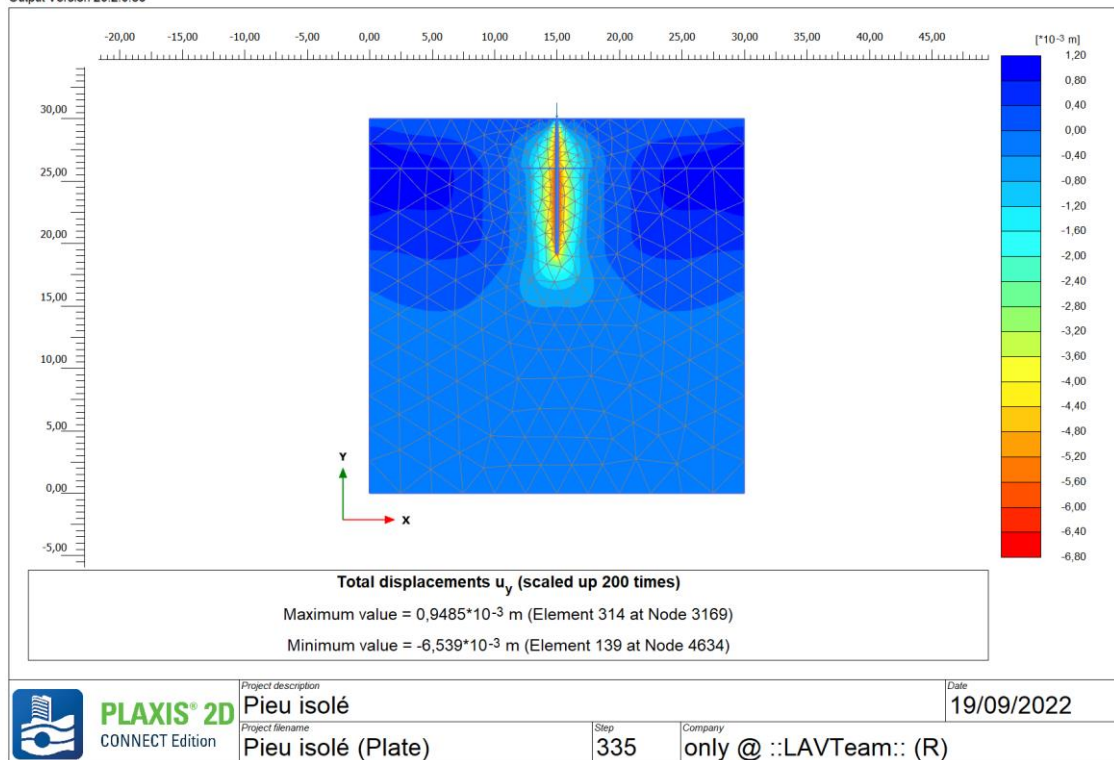
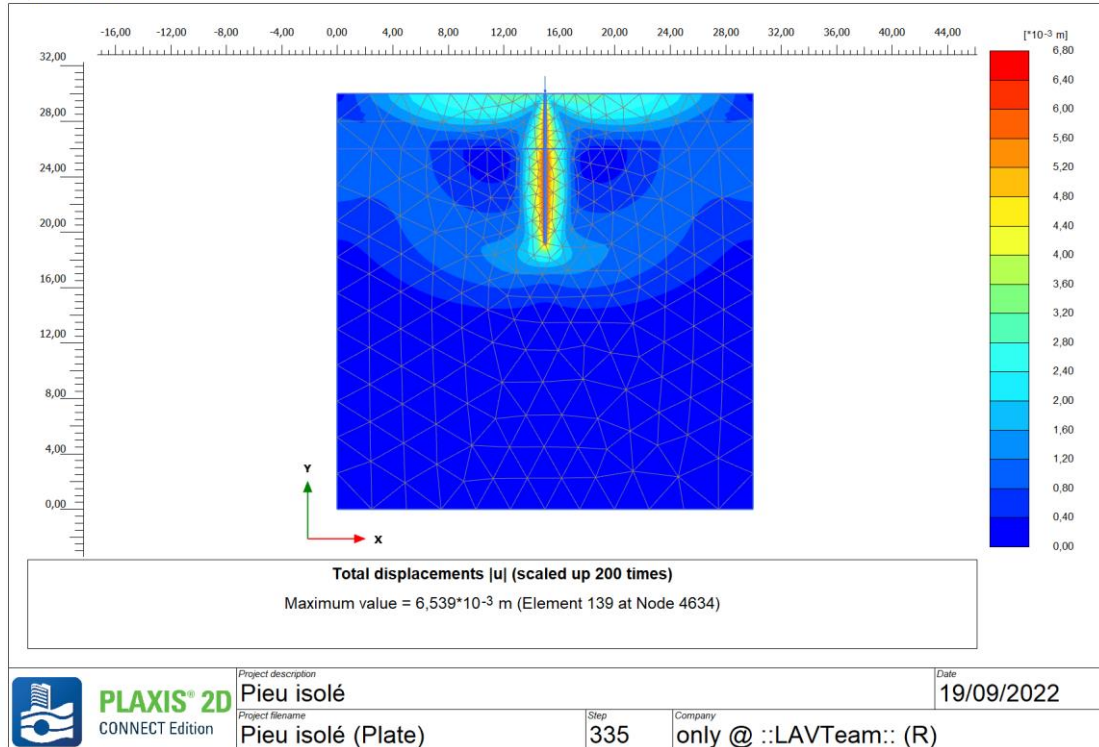
Cartesian total stress σ_{yy} (scaled up $0,500 \cdot 10^{-3}$ times)
 Maximum value = 149,7 kN/m² (Element 69 at Node 4440)
 Minimum value = -1759 kN/m² (Element 451 at Node 1855)

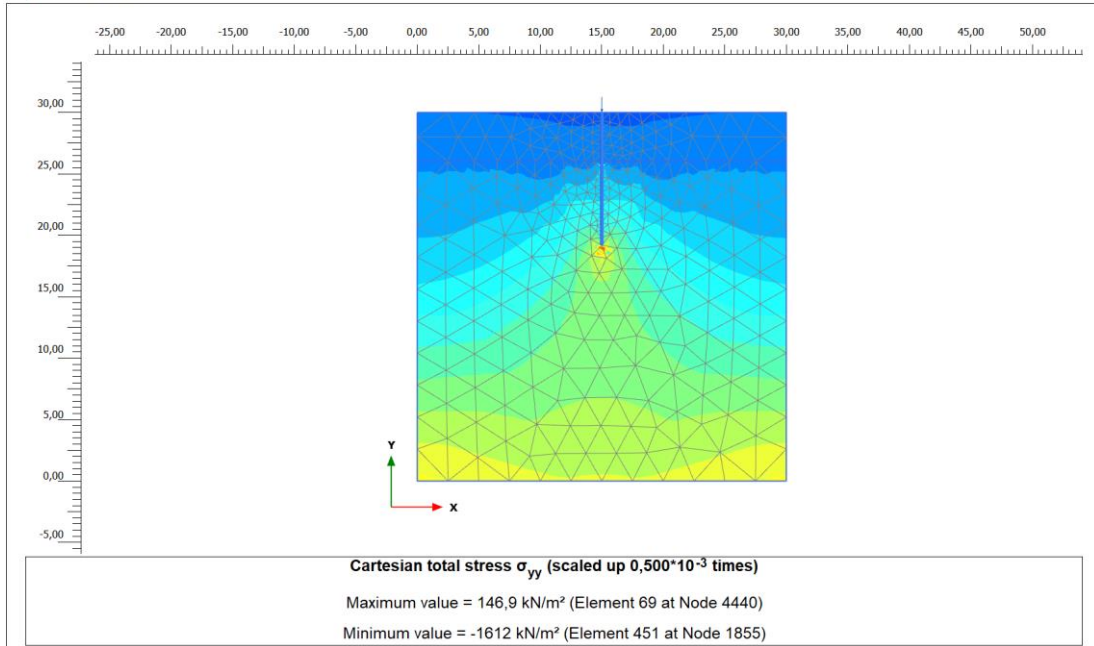
	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	335	Company



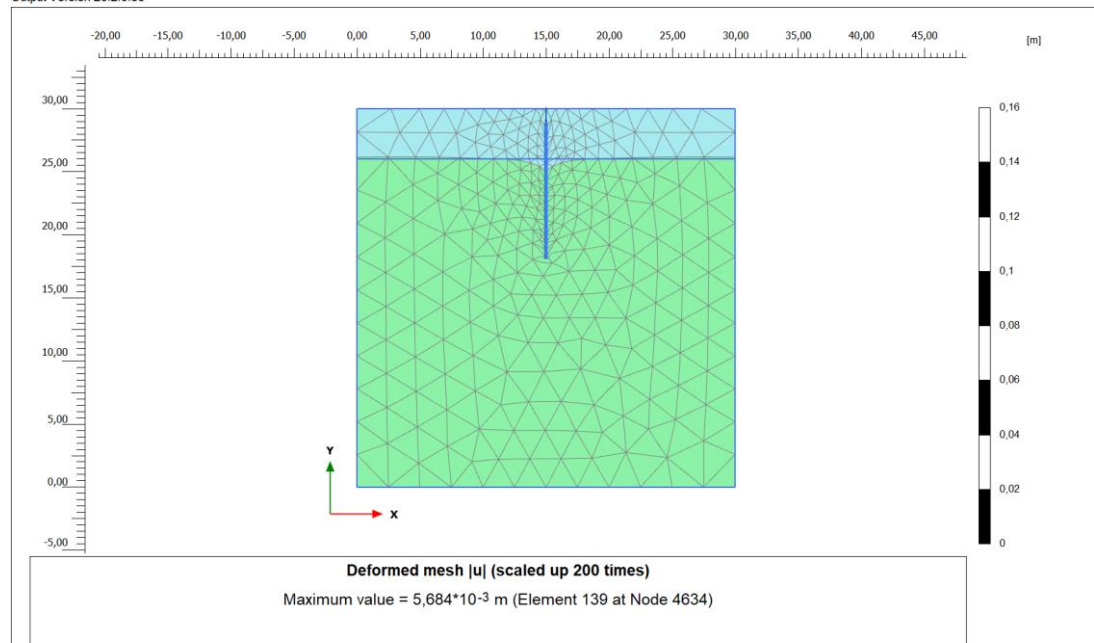
Deformed mesh |u| (scaled up 200 times)
 Maximum value = $6,539 \cdot 10^{-3}$ m (Element 139 at Node 4634)

	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	335	Company

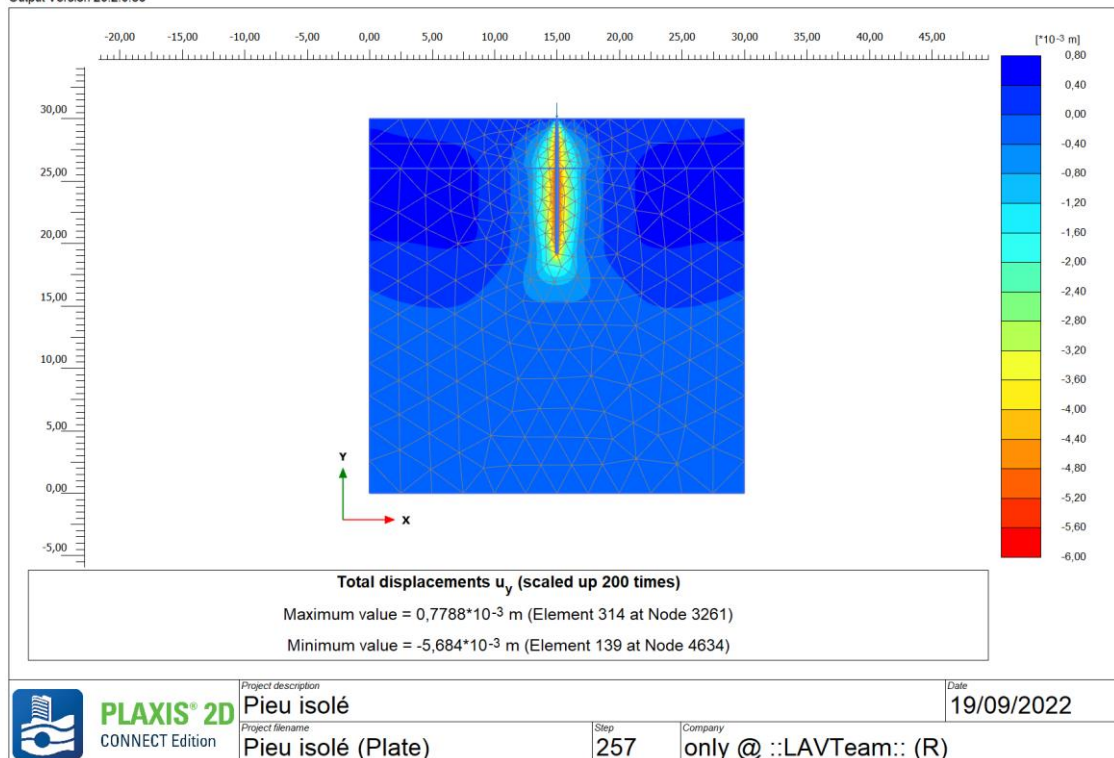
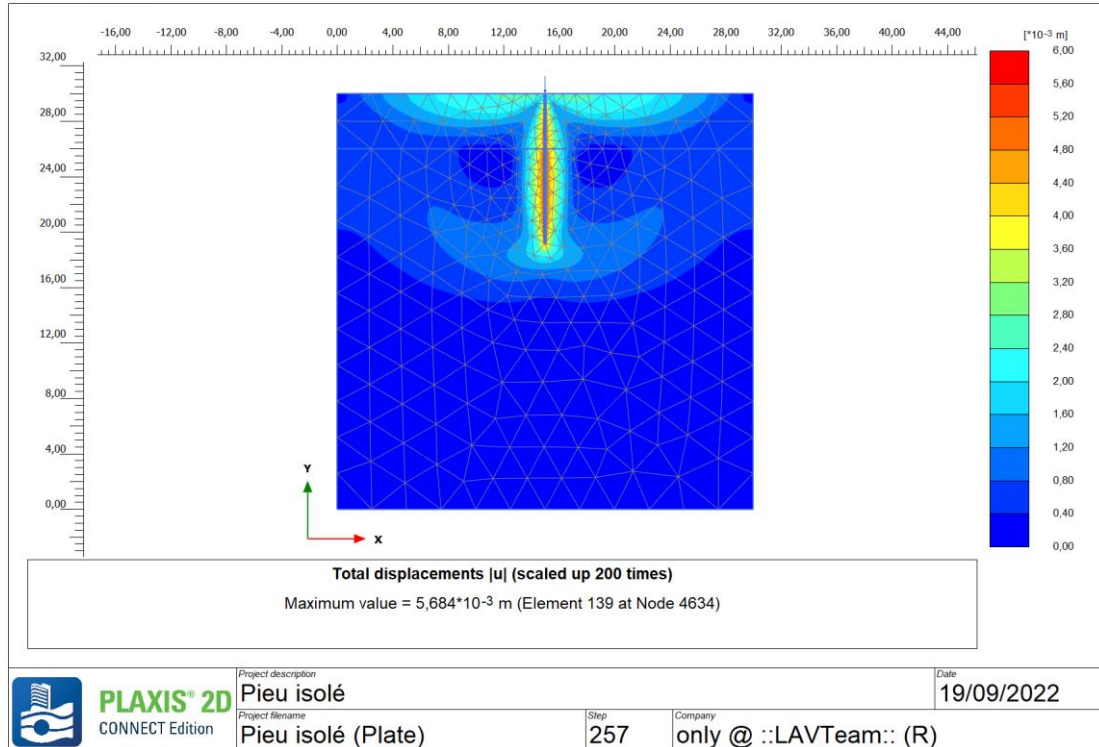


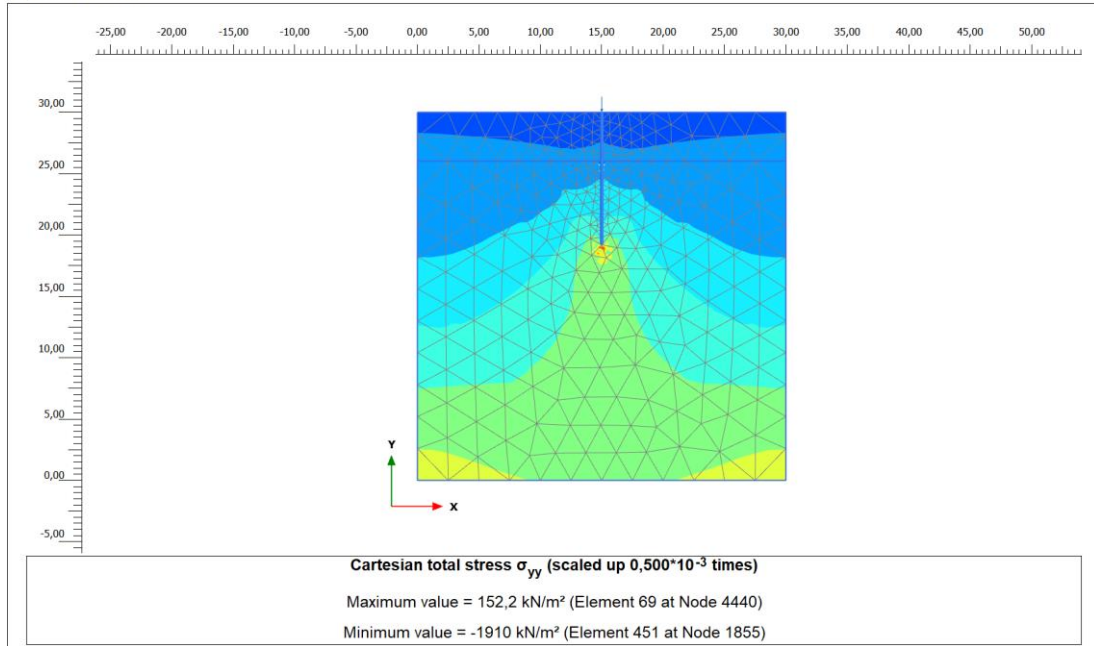


	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	257	Company

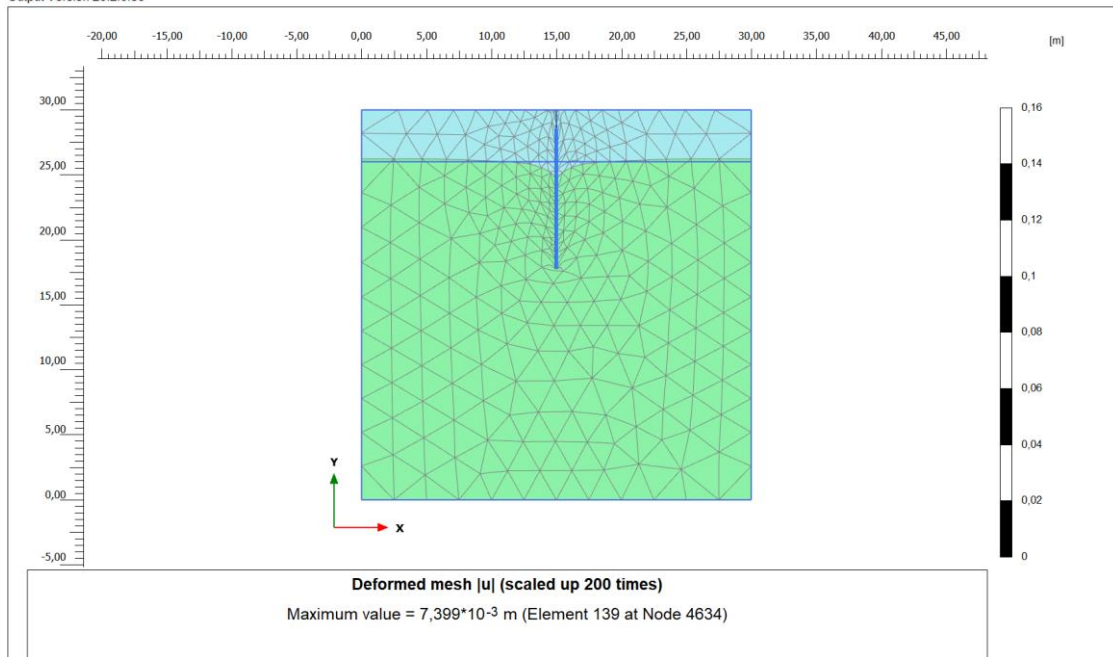


	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	257	Company

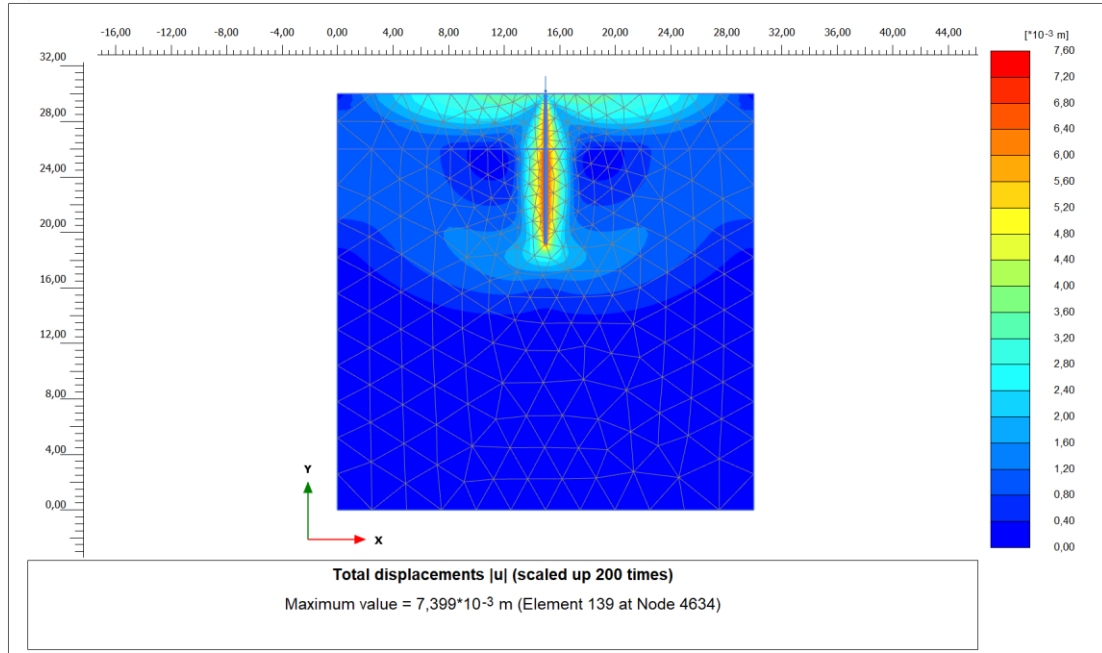




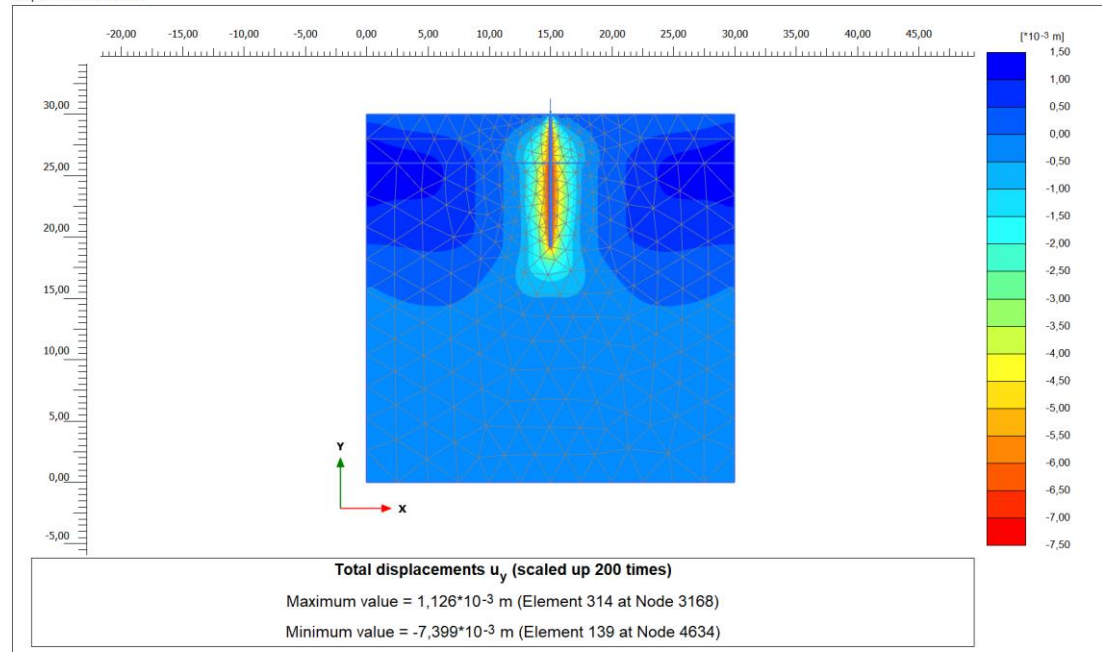
	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	413	Company



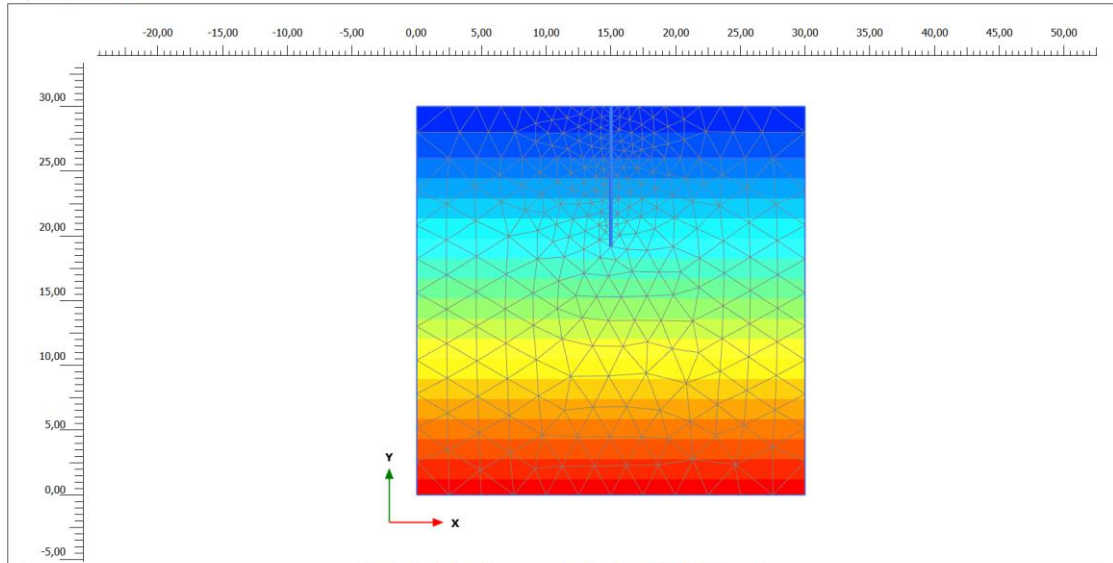
	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	413	Company




	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	413	Company



	Project description	Pieu isolé		Date	19/09/2022
	Project filename	Pieu isolé (Plate)	Step	413	Company



Cartesian total stress σ_{yy} (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = $1,454 \cdot 10^{-3}$ kN/m² (Element 5 at Node 2132)
Minimum value = -751,0 kN/m² (Element 184 at Node 267)

	PLAXIS[®] 2D CONNECT Edition	<small>Project description</small> Pieu isolé	<small>Date</small> 19/09/2022
		<small>Project filename</small> Pieu isolé (Plate)	<small>Step</small> 2

