

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique

Université SAAD DAHLAB Blida 1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de master :

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique

Thème :

Etude de l'infrastructure de la liaison autoroutière
Reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-ouest

Présenté par :

BOUFLIH Ridha

LEKHAL Bouthaina

Encadré par :

Dr BELKACEMI S.

2020-2021

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord le Dieu le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé a fin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions très sincèrement notre promotrice, Dr Belkacemi .S pour tous le savoir qu'elle nous a apportée de la 2ème année jusqu'à la 5ème année ainsi pour nous avoir encadrer et diriger avec son aide, ses conseils et remarques qui nous a permet de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nous remerciments s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

Nous remercions du fond du cœur, à tous les enseignants au sein de notre département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions SAPTA de oued smar qui nous avoir donné le rapport de sol avec le plan de notre projet fin d'étude.

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la santé pour finir mon cursus universitaire.

Je dédie ce travail à :

A ma grande mère qu'ALLAH l'accueille dans son vaste paradis ;

A mes parents pour leur soutien et leur conseil ;

A mes frères ;

A toute ma famille ;

A mes amis et mon binôme Ridha

A tous mes amis ;

A toute la promotion 2020/2021

LEKHAL
BOUTHAINA

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout puissant de m’avoir donné la santé pour finir mon cursus universitaire.

Je dédie ce travail à :

A mes parents pour leur soutien et leur conseil ;

A mes frères ;

A toute ma famille ;

A mes amis et mon binôme Bouthaina

A tous mes amis ;

A toute la promotion 2020/2021

BOUFLIH

RIDHA

RESUME

Le but de ce mémoire est de faire une conception et une étude des fondations d'un pont afin d'assurer la stabilité de cet ouvrage aux différents modes de sollicitations des sols.

Il s'agit d'un ouvrage situé au niveau de EULMA dans la wilaya de Sétif.

Nous avons commencé en premier lieu par l'interprétation des résultats obtenu au laboratoire et définir toutes les caractéristiques du sol en place puis on est passé au calcul des charges et surcharges appliqués par cet ouvrage sur les appuis, ensuite nous avons vérifié la stabilité des appuis aux différentes sollicitations et enfin nous avons opté au dimensionnement des fondations de manière qu'elles puissent résister aux charges transmises par l'ouvrage, pour éliminer tout les risques de déformation du sol.

Enfin, le calcul par élément fini était présent dans notre travail en utilisant le logiciel Plaxis 2D pour le calcul du tassement des fondations.

Mots clés :

Pont, fondation, culée, essai in situ, essai de laboratoire, état limite, pieux, modélisation numérique.

ملخص

الغرض من هذه الأطروحة هو تصميم ودراسة أسس الجسر الصلب المركب من أجل ضمان استقرار هذا الهيكل في أوضاع الإجهاد المختلفة للتربة. إنه عمل يقع في بلدية العلمة بولاية سطيف .

بدأنا في المقام الأول بتفسير النتائج التي تم الحصول عليها في المختبر وتحديد جميع خصائص التربة في مكانها ، ثم ذهبنا لحساب الأحمال والرسوم الإضافية المطبقة في هذا العمل على الدعامات ، ثم قمنا بفحص ثبات الدعامات إلى المطالب المختلفة وأخيراً اخترنا تصميم الأسس حتى يتمكن من الصمود أمام الأحمال التي تنقلها البنية ، للقضاء على أي خطر تشوه الأرض.

لحساب تسوية أخيراً ، كان حساب العناصر المحدودة موجوداً في عملنا باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد. الأساس

كلمات البحث :

جسر ، أساس ، دعامة ، اختبار في الموقع ، اختبار مخبري ، حالة حدود ، أكوام ، نمذجة رقمية.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to design and study the foundations of a composite steel bridge in order to ensure the stability of this structure to the various modes of solicitation of soil.

It is a work located in the commun of Eulma wilaya of Sétif

We started in the first place by the interpretation of the results obtained in the laboratory and define all the characteristics of the soil in place then we proceed to the calculation of the loads and surcharges applied by this work on the supports then we check the stability of the supports to the various solicitations and finally we have chosen the design of the foundations so that they can withstand the loads transmitted by the structure, to eliminate any risk of deformation of the soil.

Finally, the finite element computation was present in our work using the software Plaxis 2D for the calculation of the settlement of the foundations.

Keywords:

Bridge, foundation, abutment, in situ test, laboratory test , limit state, piles, numerical modeling.

Sommaire

Introduction générale

1. Présentation du projet.....	1
2. Les Données géométrique.....	2

Chapitre I: Généralités et les méthodes de dimensionnements des fondations.

Partie A: Présente des généralités sur les ponts

I.1 Introduction	4
I.2 Définition d'un pont et ses composantes.....	4
I.2.1 Fondations	5
I.2.2 Appuis	5
I.2.2.1 Culée	5
I.2.2.2 La pile.....	6
I.2.3 Travée	6
I.2.4 Portée	7
I.2.5 Tablier	7
I.2.6 Elancement	7
I.3 Classification des ponts.....	7
I.3.1 Classification suivant le fonctionnent mécanique	7
I.3.2 Classification suivant la fonction.....	8
I.3.3 Classification suivant la voie considérée	8
I.3.4 Classification suivant la mobilité.....	8
I.3.5 Classification selon la nature.....	9
I.3.6 Classification suivant les matériaux de construction.....	9
I.4 Les équipements du pont	10
I.4.1 Etanchéité.....	10
I.4.2 La couche de roulement.....	11
I.4.3 Les trottoirs.....	11
I.4.4 Les corniches.....	11
I.4.5 Les dispositions retenues.....	12

Partie B: Méthode de dimensionnement des fondations

I.5	Introduction.....	13
I.6	Définition de Fondation.....	13
I.7	les type de fondations.....	13
I.7.1	Fondation superficiel.....	13
I.7.2	Les fondations semi-profondes	14
I.7.3	Fondations profondes	14
I.7.3.1	Pieu.....	14
I.8.	Calcule de la capacité portante d'un pieu.....	18
I.8.1	Fondation profonde sous charge axiale.....	19
I.8.1.1	Capacité portante des pieux sous charge axiale	19
I.8.1.2	Méthodes basés sur les résultats des essais in situ.....	21
I.8.2	Capacité portante de groupe de pieux.....	26
I.8.2.1	Efficacité du Groupe de pieux.....	27
I.8.3	Tassement d'un pieu isolé.....	30
I.8.3.1	Les méthodes d'élasticité.....	30
I.8.4	Tassement d'un groupe de pieux.....	31
I.9	conclusion.....	32

Chapitre II Synthèse des Reconnaissances géotechniques

II.1	Introduction.....	33
II.2	Les données géotechniques.....	33
II.2.1	Les essais in situ.....	34
II.2.1.1	Les sondages carottés.....	35
II.2.1.2	Essai pressiométrique.....	35
II.2.1.3	Essai de pénétration standard (SPT)	36
II.2.1.4	Pose et relevée piézométrique.....	37
II.2.2	- Essais réalisés au laboratoire.....	37
II.2.2 .1-	Propriétés physiques.....	37
II.2.2.2	La Densité de sol.....	38
II.2.2.3	Essais mécaniques.....	38
II.2.2.4	Analyses chimiques.....	40
II.3	Conclusion.....	41

Chapitre III Evaluation des charges

II.1.Introduction.....	42
III.2. Calcul des charges.....	42
III.2.1 calcul des charges permanentes (CP)	42
III.2.1.1 le poids propre de la poutre.....	42
III.2.1.2 Poids propre de la dalle.....	43
III.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)	43
III.2.3 Le poids total du tablier (G).....	45
III.3 surcharges routières.....	45
III.3.1. Système de charges A (l)	46
III.3.2. Système de charges B.....	47
III.3.2.1 Sous système Bc.....	47
III.3.3 Système militaire M c 120.....	49
III.3.4 Charge exceptionnelle D240.....	50
III.4. Calcul des réactions d'appuis sous des charges constantes.....	51
III.4. 1. Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G.....	52
III.4. 2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)	52
III.5. Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles.....	53
III.5.1. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge BC.	54
III.5.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire Mc120.....	55
III.5.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge MD240.....	56
III.6. Les combinaisons de charges.....	57
III.7 Conclusion	58

Chapitre IV Etude Des Appuis "Les Culés

IV.1. Introduction	59
IV.2. Etude de la culée	59
IV.3. dimensions de la culée.....	60
IV.4. Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	62
IV.4. 1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée.....	62
IV.5 Détermination des paramètres K_{Ay}^E , K_{py}^E et μ°	65
IV.6 Calcul de la poussée desterres	67
IV.6.1 La poussée des terres sur (mur garde grève + murfrontal)	68

IV.6.2 Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions	68
IV.6.3 Calcul de la poussée des surcharges de remblai	68
IV.7 Evaluation des moments (stabilisants et renversants) sur la culée.....	70
IV.7.1 Valeurs des moments (stabilisants et renversants)	70
IV.7.2 Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres.....	71
IV.7.3 Valeurs des moments renversant dues aux surcharges de remblais.....	72
IV.7.4 Vérification de la stabilité.....	72
IV.7.4.1 Vérification au renversement.....	72
IV.7.4.2 Vérification au glissement.....	73
IV.7.4.3 Vérification de sol de la fondation.....	73
IV.8 Conclusion.....	74

Chapitre V Calcul Des Fondations

V.1 Introduction.....	75
V.2 Les différents types de fondations.....	75
V.2.1 Fondations superficielles.....	75
V.2.2 Fondations profondes.....	75
V.3 Vérification des fondations superficielles.....	76
V.3.1 Capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire.....	76
V.3.2 Calcul de la contrainte admissible du sol.....	78
V.3.3 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométrique.....	78
V.3.4 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique	82
V.4 Dimensionnement et vérification des fondations profondes.....	86
V.4.1 capacité portante d'une fondation profonde à partir des essais pressiométriques...86	
V.4.2 Détermination du nombre de pieux.....	94
V.4.3 Calcul des efforts repris par chaque pieu.....	96
V.4.4 Vérification de l'efficacité du groupe de pieux.....	97
V.5 Calcul du tassement des pieux.....	98
V.5.1 Tassement d'un pieu isolé.....	98
V.5.1.1 Méthodes d'élasticité.....	98
V.5.2 Tassement d'un groupe de pieux.....	100
V.5.2.1 Méthodes d'élasticité.....	101

V.6 Modélisation numérique.....	101
V.6.1 Présentation de logiciel Plaxis.....	101
V.6.2 Le modèle de Mohr-Coulomb.....	103
V.6.3 Application au cas d'étude.....	104
V.7 Conclusion.....	105
Conclusion générale	
Références bibliographiques	
Annexes :	
Annexe A : analyse granulométrique	
Abaque de casagrande	

Liste des figures

Chapitre I: Généralités et les méthodes de dimensionnements des fondations.

Figure 1 : Image satellitaire de la zone du projet (Google earth).....	1
Figure 2 : vue en plan de l'ouvrage.....	2
Figure 3: Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	2
Figure 4 : Coupe transversal de l'ouvrage.....	3
Figure 1.1 : composantes d'un pont.....	4
Figure I.2 : Appui constitué de voiles et de colonnes.....	6
Figure I.3 : Coupe transversale de la corniche.....	11
Figure I.4: Schéma représentant le type de fondation suivant la hauteur d'encastrement et la largeur de semelle.....	14
Figure I.5: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	15
Figure I.6: schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.....	20
Figure I.7: schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.	21
Figure I.8: Définition de l'encastrement équivalent.....	22
Figure I.9: Définition de la pression limite équivalente.....	23
Figure I.10: Contrainte de frottement latéral limite q_{sen} en fonction de P_1^*	26
Figure I.11: Schéma de bulbe de pression d'un groupe de pieu	27
Figure I.12 : groupe de pieux reposant sur un sol très résistant.....	29

Chapitre II: synthèse des Reconnaissances géotechniques

Figure II.1: Implantation des sondages et essais in-situ réalisé.....	34
---	----

Chapitre III Evaluation des charges

Figure III.1 : Dimensions de la poutre.....	42
Figure III.2 : Détail de corniche.....	44
Figure III.3 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont	45
Figure III.4 : Système Bc.....	48
Figure III.5 : Système Mc120.....	50
Figure III.6 : Charges exceptionnelles D240	51
Figure III.7 : Le schéma statique d'une poutre.....	52

Figure III.8 : Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.....	52
Figure III.9 : La travée sous la charge A(l).....	53
Figure III.10 : Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence	54
Figure III.11 : La travée sous la surcharge bc.....	55
Figure III.12: La travée sous la surcharge Mc120.....	55
Figure III.13: La travée sous la surcharge MD240.....	56

Chapitre IV Etude Des Appuis "Les Culés

Figure IV.1 : Composantes d'une culée.....	59
Figure IV.2 : Dimensions du mur en retour.....	61
Figure IV.3 : Dimensions de la dalle de transition.....	61
Figure IV.4 : Dimensions du corbeau.....	62
Figure IV.5: Répartition des surfaces du mur en retour.....	63
Figure IV.6 : Poussé des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle).....	67
Figure IV.7: Poussé des terres due aux surcharges de remblais.....	69
Figure. IV.8: Représentation des forces et Moments agissant sur la culée.....	70

Chapitre V: Calcul Des Fondations

Figure V.1: Caractéristiques des différentes couches de sol.....	76
Figure V.2: Découpage du sol d'assise en tranches pour le calcul des tassements par la méthode pressiométrique.....	84
Figure V.3: Coupe Lithologique.....	87
Figure v.4: relation entre k_0 et OCR.....	89
Figure V.5 : Vue en plan de la semelle de culée.....	96
Figure V.6: Représentation du déplacement total.....	105
Figure V.6: Représentation des déplacements verticaux.....	10

Liste des tableaux

Chapitre I généralités et les méthodes de dimensionnements des fondations.

Tableau I. 1 Classification des pieux.....	16
Tableau I.2 :Valeur du facteur de portance pressiométrique.....	24
Tableau I.3: Choix des abaques pour la détermination du frottement latéral unitaire q_s	25
Tableau I.4: valeur de R_s pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum.....	32

Chapitre II synthèse des Reconnaissances géotechniques

Tableau II. 1: Résultat du sondage carotté.....	34
Tableau II. 2 : Résultats d'essais pressiométrique SP N°01.....	36
Tableau II. 3 : Résultats d'essais pénétration standard.....	36
Tableau II. 4 : Résultats et relevée piézométrique.....	37
Tableau II. 5: Résultats d'analyses granulométriques.....	37
Tableau III.6: Valeurs typiques de c' et φ'	39
Tableau II. 7: Caractéristiques de résistance.....	40
Tableau II. 8 : Les valeurs des trois paramètres	40
Tableau II. 9 : Résultats chimiques (exprimés en % et en poids).....	41

Chapitre III Evaluation des charges

Tableau III.1 Classe de pont	46
Tableau III.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge	47
Tableau III.3 : Charge A (l) par voie.....	47
Tableau III.4 : Coefficient bc	48
Tableau III.5: Charge (bc) par voie.....	49
Tableau III.6 : Valeur des réactions max sollicitant les deux culées.....	57
Tableau III.7 : Combinaison des charges.....	57
Tableau III.8: Combinaisons maximales des réactions sous la culée.....	58
Tableau III.9 : Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée.....	58

Chapitre IV Etude Des Appuis - Les Culés

Tableau IV. 1 : coefficients d'accélération de zone A.....	65
Tableau IV. 2 : valeurs de paramètres K_{Ay}^E et K_{py}^E	67

Tableau. IV 3 : Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).....	68
Tableau IV .4 : Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai.....	69
Tableau IV. 5: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.....	71
Tableau IV.6 : Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres.....	71
Tableau IV.7 : Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.....	72
Tableau IV.8 : Résultats des sollicitations sur la culée.....	72
Tableau IV.9 : Vérification au renversement.....	73
Tableau IV.10: Vérification au glissement.....	73

Chapitre V Calcul Des Fondations

Tableau V.1: Valeurs pressiométrique.....	79
Tableau V.2 : Définition des catégories conventionnelles de sol	80
Tableau V.3 : Les valeurs de K_p	81
Tableau V.4 : Valeurs du coefficient de forme λ_c et λ_d	83
Tableau V.5: Valeur du coefficient α selon Ménard.....	83
Tableau V.6: les Valeur de E_M	84
Tableau V. 7: Pression limite nette pour l'essai PMT.....	89
Tableau V.8: Pression limite nette pour l'essai PMT.....	91
Tableau V.9: calcul de la capacité portante d'un pieu isolé.....	93
Tableau V.10: capacité portante des pieux.....	95
Tableau V.11 : les charges appliquées sur les pieux.....	95
Tableau V.12 : Nombre de pieux calculé.....	95
Tableau V. 13 : Les efforts repris par chaque pieu.....	97
Tableau V.14 : Les efforts repris par chaque pieu.....	98
Tableau V.15: Valeurs du module pressiométrique utilisées pour le calcul du tassement PMT.....	99
Tableau V.16 : les paramètres du sol.....	105

Liste des abréviations

- P_l^* : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol)
- EM : module pressiométrique de Ménard (caractéristique de déformabilité du sol)
- γ_d : Poids volumique sec
- C : Cohésion
- Φ : Angle de frottement
- Q_{cp} : Charge permanente des éléments porteurs
- Q_{ccp} : Charge permanente des éléments non porteur
- ELU : états limites ultimes
- ELS : états limites de service
- q : charge totale
- L : longueur
- e : épaisseur
- h : hauteur
- P : poids
- F_{Ay}^E : la force de poussée des terres sismique
- K_{Ay}^E : coefficient de poussée sismique due aux poids des terres
- F_{py}^E : la force de butée sismique
- K_{py}^E : coefficient butée de sismique due aux poids des terres
- Φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- β : Inclinaison de la surface de remblai par rapport à un plan horizontale.
- δ : angle de frottement remblai cullée.
- λ : Inclinaison de culée avec à la verticale.
- δ_h : Coefficient d'accélération horizontale
- δ_v : Coefficient d'accélération verticale
- F_q^E : la force de poussée sismique appliquée par la surcharge
- K_q^E : Coefficient de poussée sismique due aux surcharges
- Ms : moment stabilisant

M_r : moment renversant
 F_S : Facteur de sécurité
 D : encrage du pieu
 B : diamètre du pieu
 Q_p : Charge limite de pointe.
 Q_s : Charge limite de frottement latéral.
 Q_L : Contrainte de rupture
 S : surface de la fondation
 P : périmètre du pieu
 N_c, N_q : facteurs de portance
 q_{adm} : la contrainte admissible
 q_u : la contrainte ultime de rupture du sol
 q_p : Contrainte limite de pointe
 P_{le}^* : Pression limite nette équivalente
 D_e : Hauteur d'encastrement équivalente
 $q_s(z)$: Frottement lateral unitaire a la cote z
 Q_L : Charge limite
 Q_c : Charge critique
 N_{max} : effort normal maximale
 I_v : facteur de tassement
 $E(D)$: module de Young á la tête du pieu
 E_p : module d'élasticité

Introduction générale

Introduction générale

L'un des aspects les plus importants de l'activité humaine dès l'apparition du premier homme sur terre, est de surmonter les obstacles qui se présentent devant lui. Ces obstacles sont soit naturels ou artificiels, pour assurer la continuité de l'ouvrage dit : tunnel, trémie, pont, déviation. Le pont est tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. La conception de ce dernier doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception. Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges dans le terrain d'assise. La conception des fondations doit leur permettre de porter la construction en assurant sa stabilité c'est-à-dire en évitant tout risque de déplacement vertical ou latéral et aussi la non rupture du terrain d'assise. Les fondations d'un ouvrage d'art comporte des aléas sérieux, pour cela on doit faire une étude particulièrement attentive, car la qualité des fondations sert essentiellement pour la bonne tenue et la pérennité de l'ouvrage.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons intéressons à l'étude des fondations du pont autoroutier implanté dans la Wilaya de Sétif. Ce pont reliant le port de Djen Djen à l'autoroute est-ouest au niveau d'EULMA, il a une longueur de 75.67m et une largeur de 11,00m.

Notre étude se base principalement sur l'exploitation des résultats de l'étude géotechnique issus des essais de laboratoire et in situ ainsi que le dimensionnement des fondations et la vérification de leur stabilité.

Ce travail est divisé principalement en 5 chapitres :

Chapitre 1 : Généralité sur les ponts et les méthodes de dimensionnements des fondations.

Chapitre 2 : Synthèse des reconnaissances géotechniques effectuées.

Chapitre 3: Evaluation des charges agissant transmises aux fondations

Chapitre 4 : Etude des appuis - les culées.

Chapitre 5 : Calcul et vérification des fondations

On va terminer par la conclusion générale

1. Présentation du projet

L'ouvrage est un pont reliant le port de DjenDjen à l'autoroute est-ouest au niveau de EULMA dans le wilaya de sétif (Fig. 1), Ce pont a une longueur de 75.67m et une largeur de 11,00m. Le pont repose sur deux culées à ses extrémités et une pile à son milieu (Fig. 2).

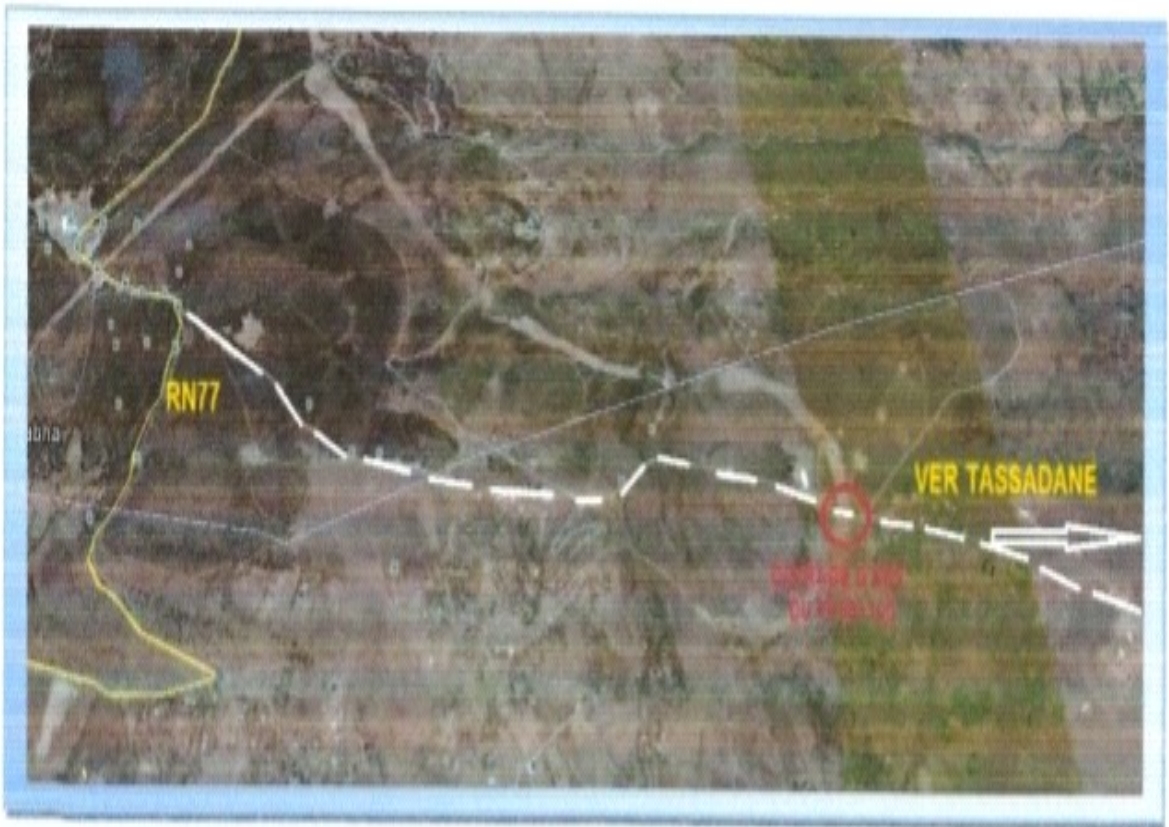


Figure2 : Image satellitaire de la zone du projet (Google earth)

1. Les Données géométriques

Vue en plan

La Vue en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques (Fig. 2).

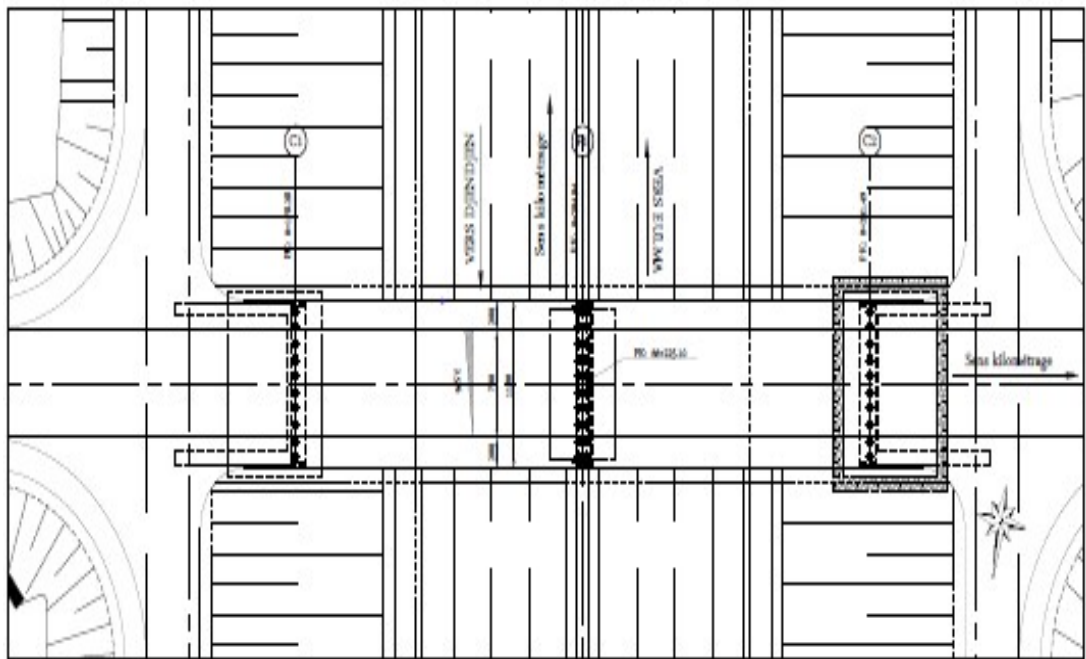


Figure 2 : vue en plan de l'ouvrage.

Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage définissant en élévation le tracé en plan. Le pont repose sur deux culées qui jouent le rôle d'appuis avec une seule pile centrale (Fig.I.3).

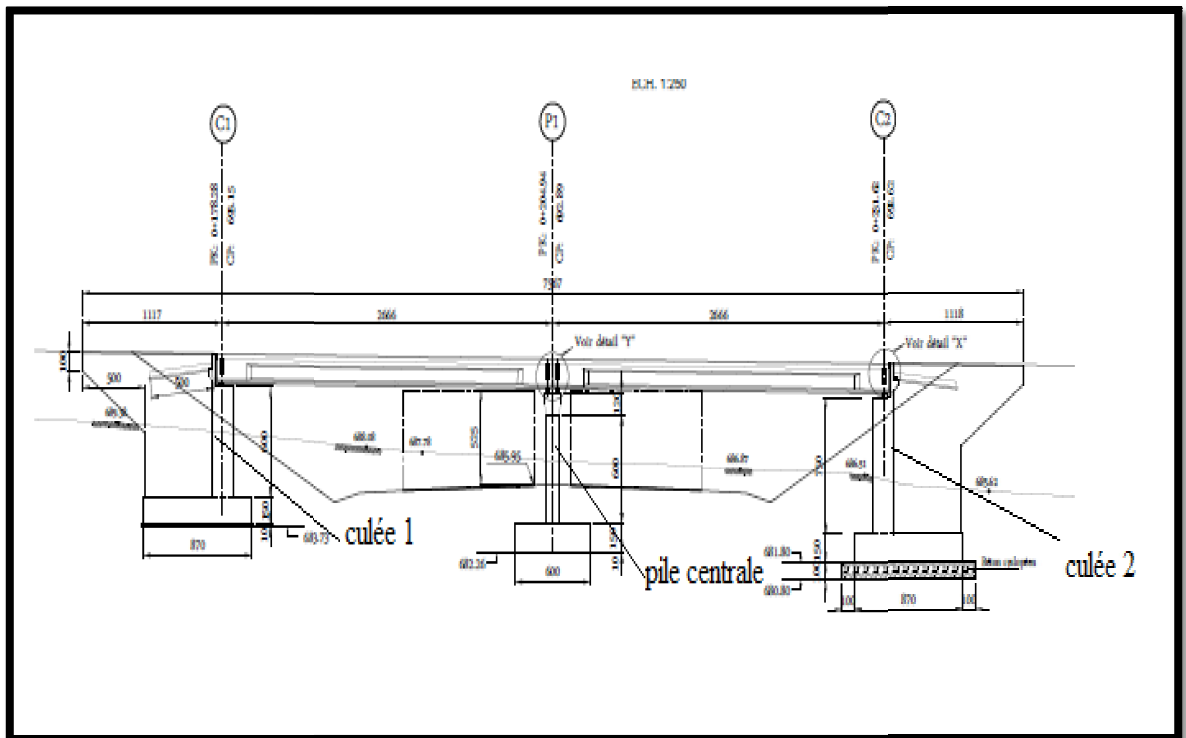


Figure 3: Coupe longitudinale de l'ouvrage.

Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de cet ouvrage est défini par :

- Largeur chargeable $lc = 7\text{m}$.
- Largeur roulable : $lr = 7\text{ m}$,
- Nombre de voies $n = 2$ voies de 3.50 m
- La pente du versant : 2.5% .

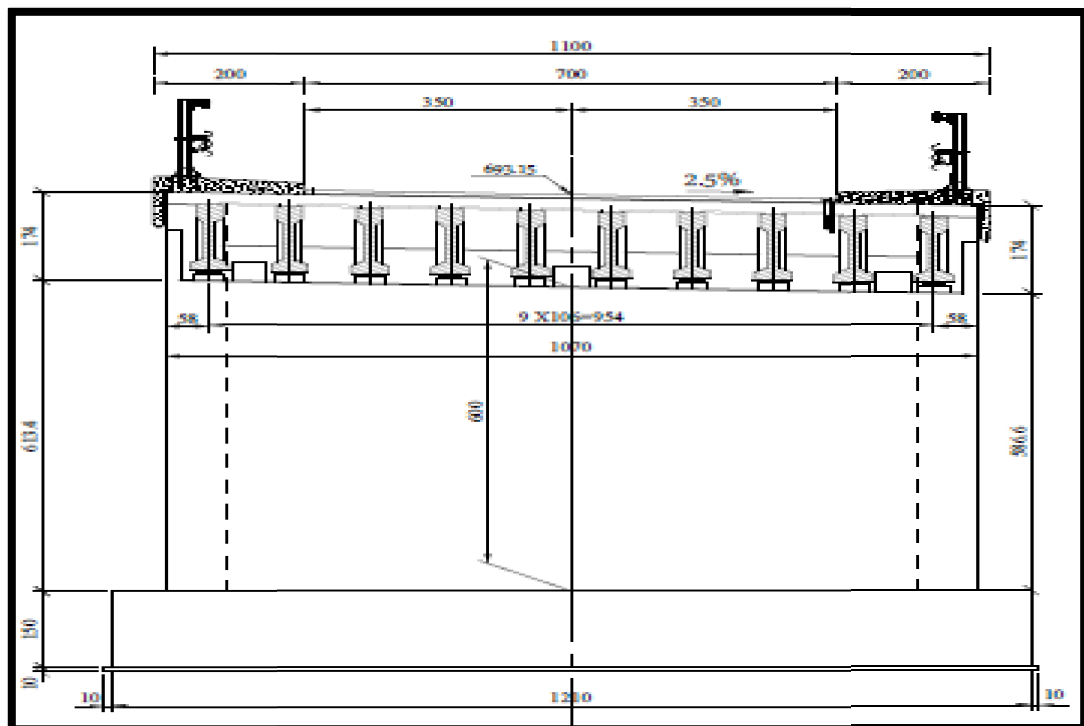


Figure 4 : Coupe transversale de l'ouvrage.

Chapitre I

Généralités Sur Les Ponts Et Les Méthodes De Dimensionnements Des Fondations

❖ PARTIE A : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1 Introduction

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacles naturel ou artificiel. Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement de l'ouvrage. Toute étude d'un pont ne peut être faite que lorsqu'on dispose de l'ensemble des données fonctionnelles et naturelles

I.2 Définition d'un pont et ses composantes

Le terme «pont» désigne en général tout ouvrage de construction in-situ permettant de franchir un espace. Cet espace peut être naturel (cours d'eau, vallée, etc...) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc...). Selon le cas on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal. Un pont comprend quatre parties: les fondations, les appuis, le tablier et les superstructures. [2]

A côté de ces quatre parties, il existe trois (3) éléments qui permettent aussi de caractériser un pont, à savoir la travée, la portée et l'élançement.

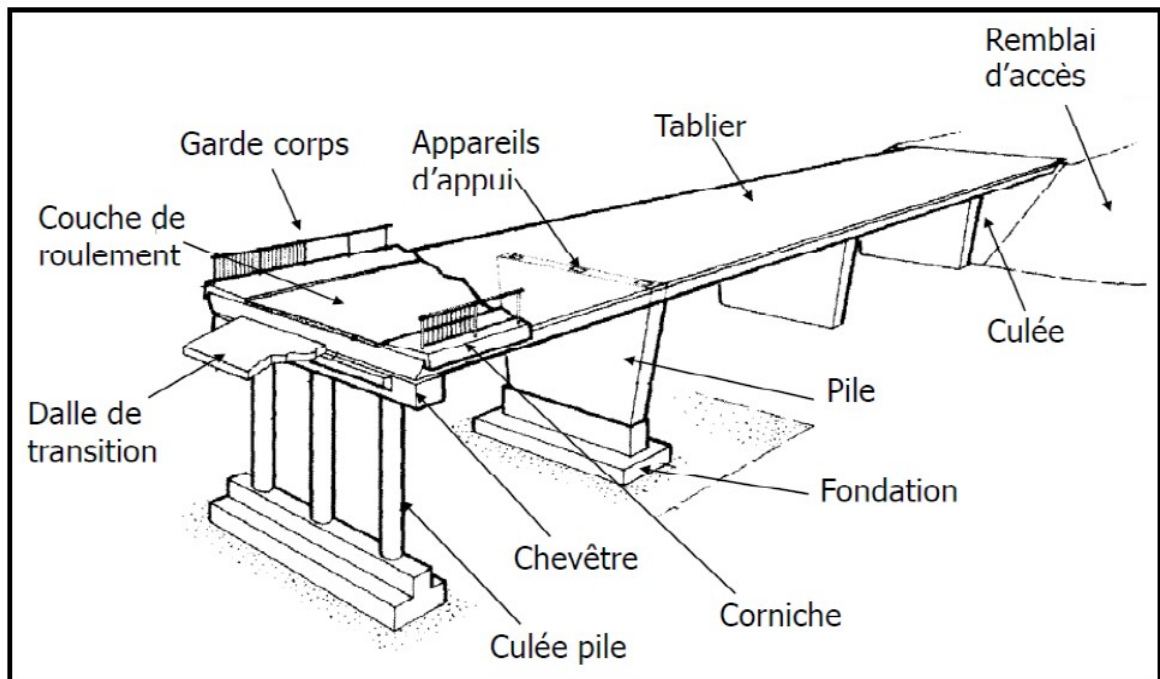


Figure I.1 composantes d'un pont [2]

I.2.1 Fondations

Il existe trois types de fondations:

- Fondations superficielles.
- Fondations semi profondes.
- Fondations profondes ou fondations sur pieux.

I.2.2 Appuis

Il existe deux types d'appuis:

- Appuis de rive ou culées.
- Appuis intermédiaires ou piles (Piles constituées de colonnes ou Piles constituées de voiles).

I.2.2.1 Culée

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; elle assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- .La nature et le mode de construction du tablier.
- .Les contraintes naturelles du site.
- .Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

❖ Fonction de la culée

La culée a deux fonctions ; une fonction mécanique et une fonction technique.

a) Fonction mécanique

Une bonne transmission des efforts au sol de fondation, la limitation des déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis aussi la limitation des déplacements verticaux (tassements).

b) Fonction technique

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conduites ou des canalisations passent à l'intérieur du tablier.

I.2.2.2 La pile

La pile est un appui intermédiaire qui transmet les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. La pile joue un rôle important dans le fonctionnement du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leurs hauteurs.

I.2.3 Travée

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

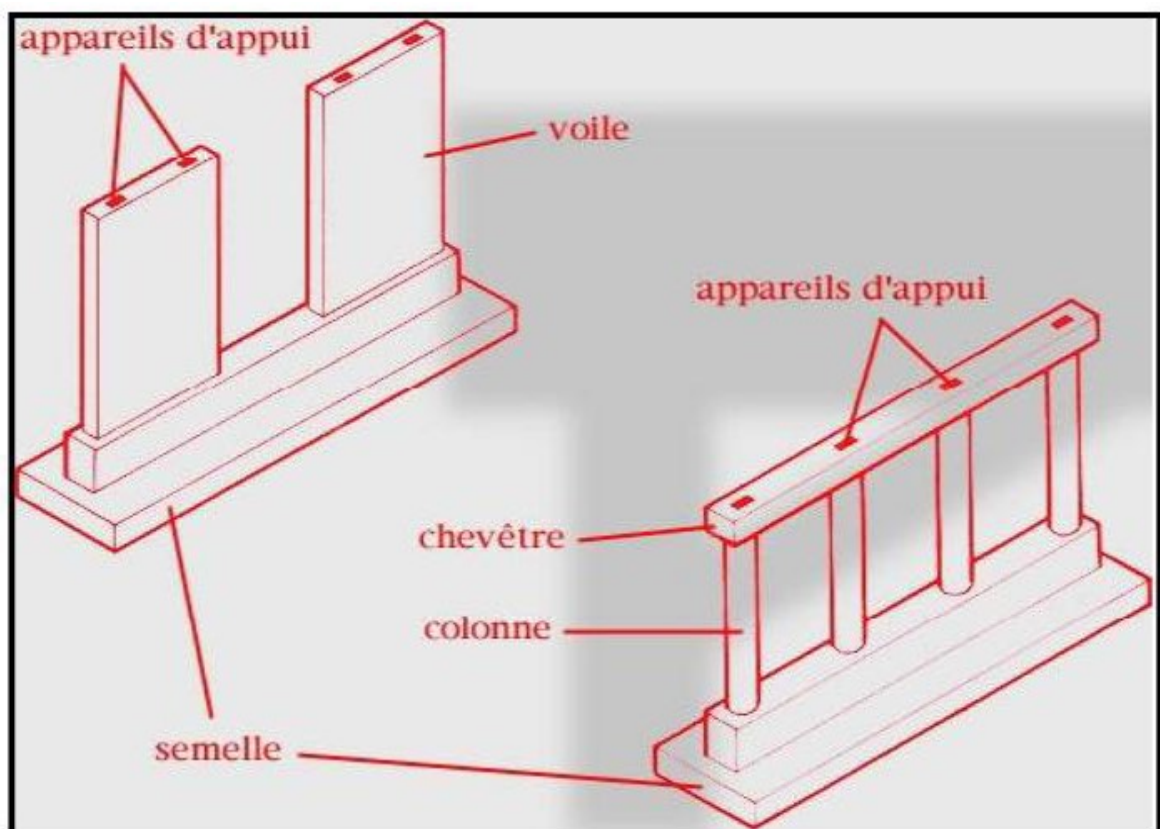


Figure I.2 Appui constitué de voiles et de colonnes. [2]

I.2.4 Portée

La portée est la distance entre deux points d'appui consécutifs. Dans le cas des travées continues, elle coïncide avec l'entraxe de deux appuis consécutifs. Il n'est pas de même pour les travées indépendantes.

I.2.5 Tablier

Le tablier est la partie horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers:

- Les tabliers à poutres sous chaussée, les tabliers en caisson, les tabliers métalliques, lestabliers mixtes ...etc.

I.2.6 Elancement

L'élancement est le rapport entre l'épaisseur du tablier et la portée la plus déterminante.

Lorsque l'épaisseur (donc l'inertie) du tablier est variable, on définit un élancement sur appui et un élancement à la clé (en milieu de travée). Les élancements servent à faire les pré-dimensionnements.

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

I.3 Classification des ponts

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères à savoir:

I.3.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique

Les ponts sont classés en plusieurs types suivant leur fonctionnement mécanique:

Les ponts à poutres : Un pont à poutre est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

- **Les ponts en arc** se sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une Composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés.
- **Les ponts à câbles** sont tous les ponts portés par des câbles. Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

I.3.2 Classification suivant la fonction

Suivant ce critère, on distingue les classes de ponts suivants:

- **Les ponts routes** Ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle.
- **Les ponts rails** Ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle.
- **Les ponts rails/ routes** Ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer à la fois.
- **Les passerelles** Ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des piétons.
- **Les ouvrages hydrauliques** Ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours d'eau.

I.3.3 Classification suivant la voie considérée

Lorsque qu'un pont porte une voie de circulation et en franchit une autre, elle peut être nommée suivant que l'on considère l'une des deux voies. Le pont peut être appelé:

- **Passage supérieurs** si c'est la voie franchie qui est considérée.
- **Passage inférieurs** si c'est la voie portée qui est considérée.

I.3.4 Classification suivant la mobilité

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories:

- **Les ponts fixes**
- **Les ponts levants** Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est horizontal.
- **Les ponts tournants** Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est vertical.

Cette énumération de critère que nous venons de faire n'est pas exhaustive. On trouve ainsi d'autres critères tels que le mode d'exécution, la forme du tablier, etc.

I.3.5 Classification selon la nature

a) Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

b) Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zones portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès importants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. On peut distinguer :

- Un pont levant est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple.
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau.
- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale.
- un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'un fossé encerclant un ouvrage fortifié.
- un pont flottant ou pont de bateaux.

c) Ponts habités

Un pont habité permettait au Moyen Âge à certains usagers de se loger, il assure plus généralement certaines fonctions liées à la ville.

I.3.6 Classification suivant les matériaux de construction

- ✓ Pont en béton armé.
- ✓ Pont en bois.
- ✓ Pont pierre.

- ✓ Pont métallique.
- ✓ Pont mixte.
- ✓ Pont en béton précontraint.

I.4 Les équipements du pont

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont l'un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements:

- Etanchéité.
- La couche de roulement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les dispositions retenues.

I.4.1 Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armatures vis-à-vis la corrosion, il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton.

Le choix de type d'étanchéité correspond aux conditions thermiques du site de l'ouvrage. Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes:

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement
- La durabilité.

Pour notre ouvrage, l'épaisseur de la couche d'étanchéité est de 1 cm

I.4.2 La couche de roulement

La couche de roulement sur ouvrage d'art doit présenter un bon confort et offrir de bonne caractéristique antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers, pour cela l'entreprise a pris un revêtement d'épaisseur de 8cm

I.4.3 Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, en général les trottoirs sont surélevés de 10 à 15 cm par rapport à la voie de circulation.

I.4.4 Les corniches

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche est esthétique aussi elle permet d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il y a plusieurs catégories de corniches

- Les corniches en béton coulé en place.
- Les corniches en béton préfabriqué.
- Les corniches métalliques

Dans cet ouvrage l'entreprise a utilisé des corniches préfabriquées, dont les dimensions sont montrées dans la figure suivante

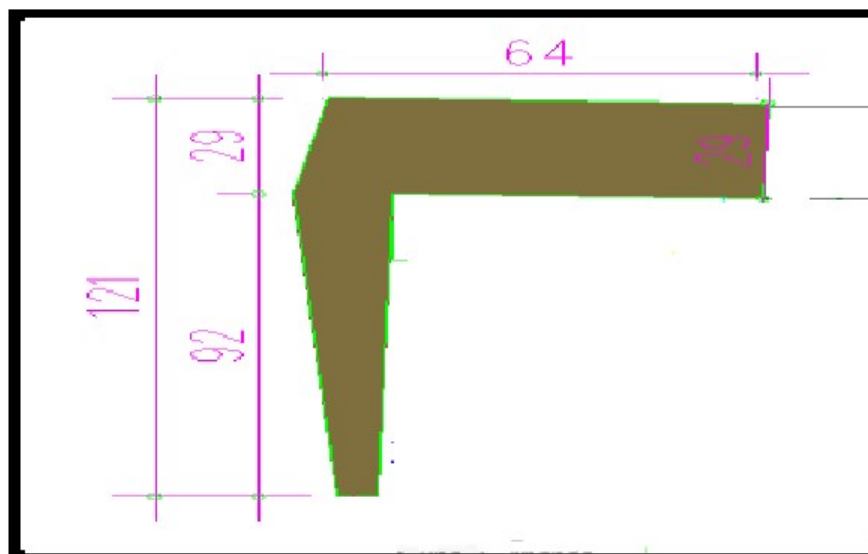


Figure I.3 Coupe transversale de la corniche.

I.4.5 Les dispositions retenues

a) Les garde-corps

Les garde-corps sont retenues pour protéger les piétons ; et aussi du point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines les garde-corps sont renforcés pour pouvoir retenir les véhicules légers. Ils sont classés en trois catégories:

Les garde-corps de type S, les garde-corps de type I, et les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante:

$$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m} < H_g < 1,20 \text{ m.}$$

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans ce projet $H = 7.5\text{m}$.

$$1,04 \text{ m} < H_g < 1,20 \text{ m}$$

On prend la hauteur de garde-corps 1,10 m.

b) Les glissières de sécurités

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, ces glissières aident les véhicules pour le freinage. Elles sont classées en trois catégories:

Les glissières rigides, les glissières souples, les glissières élastiques.

c) Les barrières de sécurité

Sont considérées comme dispositifs de retenue à retenir les véhicules d'un poids supérieur ou égale à 3,5t.

❖ PARTIE B : METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

I.5 Introduction

Les fondations superficielles et profondes sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Il existe une diversité de configurations, en fonction de la nature du sol, et de la structure.

I.6 Définition de Fondation

La fondation est la partie inférieure d'une construction, qui permet de répartir son poids sur le sol de manière homogène, sans provoquer de tassements différents d'un point à l'autre de la surface, et d'éviter ainsi des dégâts importants.

On appelle fondation d'un pont la partie entière de l'ouvrage elle peut être semelle, pieu, puits, micro pieux. Généralement vis-à-vis les ponts on peut citer trois grands types de fondations, fondations superficielles, fondations semi- profondes et profondes.

I.7 LES TYPES DE FONDATIONS

I.7.1 Fondation superficielle

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes.

Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de plots de fondation ou semelles isolées si elles se trouvent sous un pilier ou un poteau,
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur,
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol (par exemple comme plancher de sous-sol).

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé « niveau d'assise », « fond de coffre » ou encore « fond de fouille ».

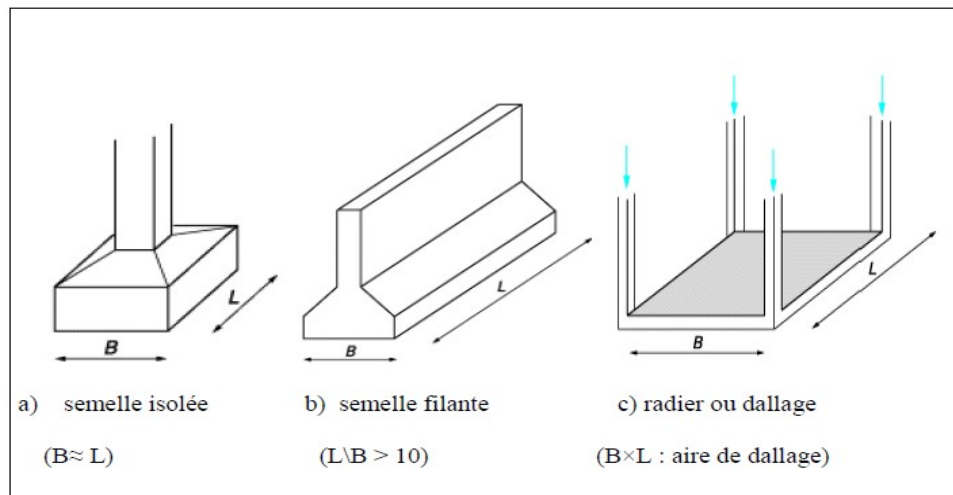


Figure I.4 Schéma représentant le type de fondation suivant la hauteur d'encastrement et la largeur de semelle. [4]

I.7.2 Les fondations semi - profondes (puits)

Les fondations semi-profondes sont constituées par des massifs en béton ou en béton armé coulés en pleine fouille. Leur profondeur est comprise entre 2 et 8 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

1.7.3 Fondations profondes

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le terrain superficiel n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu, constitué par exemple par de la vase, du sable bouillant, de la tourbe ou d'une façon générale d'un terrain très compressible.

I.7.3.1 Pieu

Un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol.

Les parties principales d'un pieu sont :

- La **tête**
- La **pointe**

- Le **fut** (compris entre la tête et la pointe)
- **Hauteur d'encastrement (D)** elle est dite aussi <<fiche de pieu>>, elle représente sa longueur enterrée
- **Ancrage (h)** c'est la hauteur de la couche la plus résistante
- **Ancrage critique (D_c)** c'est la profondeur au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu devient constante avec la profondeur. La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c
- **Couche d'ancrage** c'est la couche dont la base est arrêtée la base de la fondation ou de pieu.

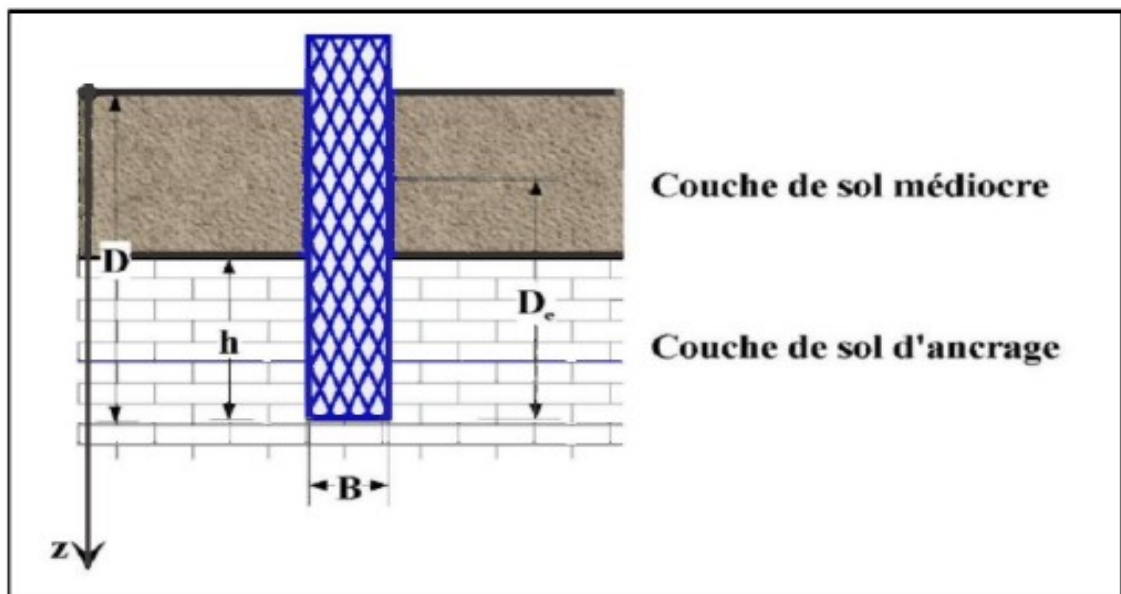


Figure I.5 Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_c .

- **Classification des pieux**

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 1.2 [1]

Tableau I. 1 Classification des pieux[4]

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tube, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie et forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	friction, pointe

• **Les différents types de pieux**

Il existe différents types de fondations profondes. Elles sont généralement classées en deux catégories:

- Les pieux préfabriqués,
- Les pieux coulés en place.

Dans ces deux catégories, nous retrouvons bon nombre de types de pieux/techniques d'installation. Ci-dessous, une liste non exhaustive de différents pieux/méthodes utilisés à

❖ **Les pieux vibrés**

La tête du pieu (préfabriqué) est vibrée, de façon à provoquer son enfoncement dans le sol en place. L'enfoncement du pieu est directement fonction des caractéristiques du sol ; la pénétration du pieu sera d'autant plus aisée que le sol possède une faible densité (par exemple des sables).

Dans le cas contraire, la technique est peu adaptée. Notons que, pour résister aux phénomènes de vibrations, le pieu est généralement métallique. Un inconvénient de ces pieux est les nuisances introduites dans le voisinage par les vibrations.

❖ Les pieux excavés

Le sol en place est excavé et le pieu est ensuite placé. L'excavation est ensuite rebouchée. Cela indique que le sol remis en place autour du pieu n'est pas stabilisé à sa contrainte naturelle, et donc peu stable. Ce type de pieux ne peut donc pas reprendre de charges importantes.

❖ Les pieux forés

Un forage est réalisé jusqu'à une profondeur déterminée. La tête de forage est ensuite retirée progressivement. Enfin, on injecte du béton, armé ou non, le pieu est donc construit in situ. Les têtes de forage ne pouvant pas être de diamètre très important, le diamètre de ces pieux et donc de leur résistance est limité (les plus gros diamètres de pieux forés font environ 1,2m).

❖ Les pieux battus

Les pieux battus sont préfabriqués et prêts à l'emploi. L'enfoncement est garanti grâce à plusieurs séries de chocs appliqués en tête de pieu. Cette méthode produit donc des nuisances sonores.

❖ Les pieux vissés

La pointe du pieu de forme hélicoïdale permet au pieu de s'enfoncer dans le sol. Le principe est le même que pour un forage hormis que dans ce cas-ci le pieu remplace directement la tête de forage. En pénétrant le sol, le pieu produit un refoulement de sol en surface. L'enfoncement est limité par d'éventuelles hétérogénéités que le pieu ne peut refouler.

❖ Les pieux hydrauliques

Le pieu est enfoncé grâce à la puissance de vérins hydrauliques. Le système nécessite un point fixe (un camion par exemple), sur lequel les vérins peuvent s'appuyer afin d'enfoncer le pieu. Il s'agit d'une méthode plus récente qui est discrète et ne produit pas de vibrations excessives

❖ Pieux forés à la boue

Dans ce type de pieux, il y a forage avant la réalisation du pieu, et la bonne tenue du forage s'obtient en général en employant de la boue bentonitique (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale appelée souvent en raccourci bentonite). Il est souvent employé une virole pour protéger la tête du pieu de la boue du chantier et pour assurer la tenue du forage à proximité des engins de chantier et des camions de béton ou de déblais.

❖ Pieux à tube battu

Ces pieux diffèrent des précédents car ce n'est pas le pieu lui-même qui est battu mais un tube en acier dans lequel on viendra ensuite couler du béton sur une armature en acier. On les classe avec les pieux battus parce qu'il n'y a pas extraction de terrain lors de la perforation.

❖ Puits

C'est une fondation creusée à la main, les moyens de forage employés exigent la présence d'homme au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par blindage.

❖ Micro pieux

Il s'agit de pieux de petit diamètre et de capacité portante faible à moyenne. Ils sont armés, et travaillent uniquement au frottement latéral. Leur mise en œuvre s'apparente à celle des tirants d'ancrage. Schématiquement, le processus d'exécution est le suivant : forage tubé, mise en place d'une armature (câble ou tube d'acier), remplissage et injection au ciment de la cavité sur toute la longueur.

I.8. Calcul de la capacité portante d'un pieu

Les fondations profondes, pieux, micro pieux et barrettes, présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Ils permettent de profiter des couches résistantes, sur les sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par la fondation sous forme de frottement latéral mobilisé le long du fût et de résistance en pointe. Malgré les avancées importantes réalisées dans le domaine, le dimensionnement des fondations profondes reste un problème difficile, lié à des mécanismes de comportement complexes et encore assez mal connus. C'est pour cette raison que le dimensionnement des pieux reste encore souvent lié à l'utilisation de méthodes de calcul reposant sur l'expérience (essais de

chargement statique, essais pénétrométriques et pressiométriques) ou sur des méthodes empiriques.

I.8.1 Fondation profonde sous charge axiale

I.8.1.1 Capacité portante des pieux sous charge axiale

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur D (**Figure I.6**) Ce pieu, dont on néglige le poids, est chargé axialement en tête par une charge Q.

Si l'on accroît progressivement Q à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de s_t , et la courbe représentant, en fonction de s_t à l'allure indiquée sur (**Figure I.7**), avec une charge limite Q_l correspondant à la rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, Q_l sera la charge correspondant à

$s_t = B/10$ (avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min.

La charge limite Q_l supportée par le pieu est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe ($Q_p = A \cdot q_p$) correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite de frottement latéral ($Q_s = P \cdot \sum_i^n h_i q_{si}$) mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol, d'où la formule suivante de Q_l

$$Q_l = Q_p + Q_s = A \cdot q_p + P \cdot \sum_i^n h_i q_{si} \quad (\mathbf{I.1})$$

Avec

q_p : Contrainte limite de pointe (en kPa).

q_{si} : Frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa).

A : section droite du pieu (en m²).

P: périmètre du pieu (en m).

n : nombre de couches traversées par le pieu.

h_i : épaisseur de la couche i (en m).

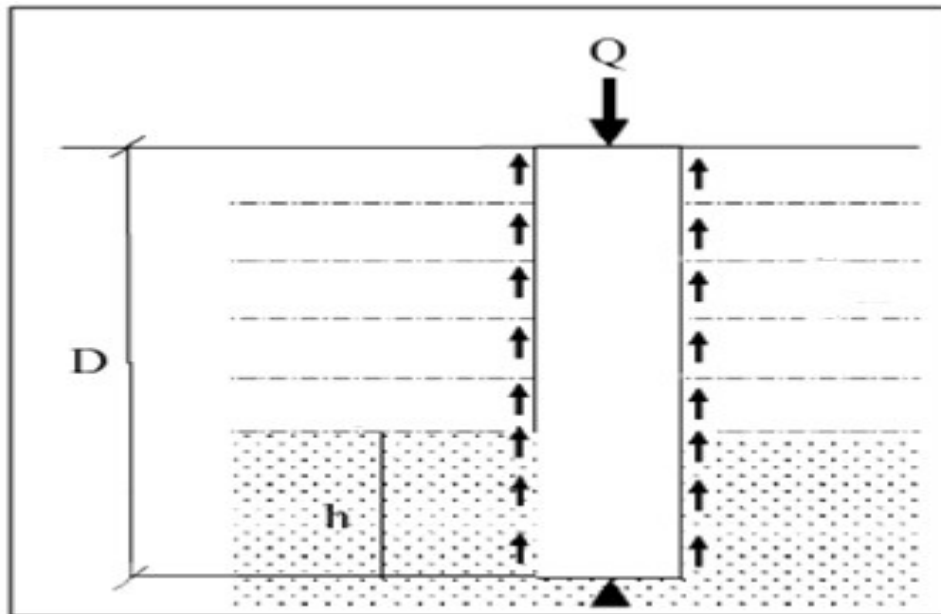


Figure I.6 schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_c appelée charge de fluage (Figure I.7)

Pour les charges supérieures à Q_c l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_c et les charges limites de point Q_p et de frottement latéral Q_s . Ces corrélations sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

Pour les pieux refoulant le sol :

$$Q_c = 0,7Q_p + 0,7 \cdot Q_s \text{ (I.2)}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = 0,5 \cdot Q_p + 0,7 \cdot Q_s \text{ (I.3)}$$

Pour les pieux travaillant en arrachement :

$$Q_p = 0 \text{ et } Q_c = 0,7 \cdot Q_s \text{ (I.4)}$$

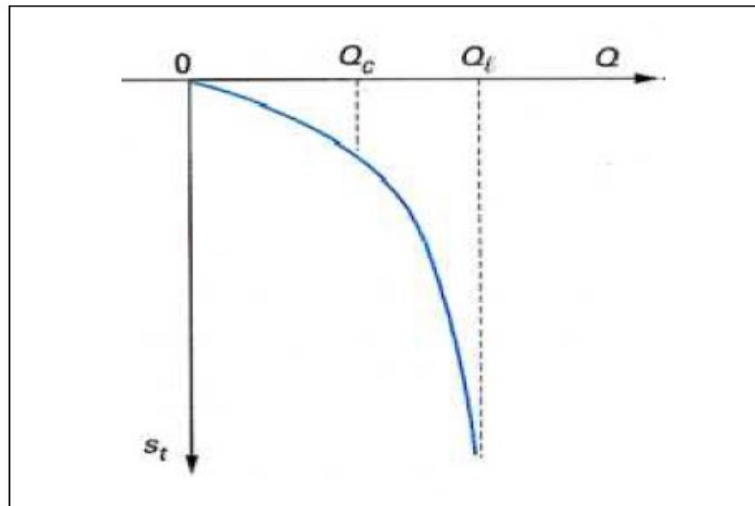


Figure I.7 schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.

La détermination de la force portante d'un pieu peut se faire grâce à plusieurs méthodes :

1. L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage pour les pieux battus
2. L'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols (Théories classiques rigides-plastiques)
3. L'utilisation des méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (pressiomètre, pénétromètre, principalement)
4. L'utilisation des essais de chargement statique des pieux;

I.8.1.2 Méthodes basées sur les résultats des essais in situ

A) Calcul de la charge portante à partir de l'essai au Pressiomètre

La méthode pressiométrique est fondamentalement empirique elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux sans limitation. Elle ne met cependant pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (roches solubles, phénomènes de fontis, frottement négatif, efforts parasites divers, ..) et tous ces points doivent être étudiés, le cas échéant.

❖ Contrainte limite de pointe q_p et résistance limite de pointe Q_p

Identiquement aux fondations superficielles, le fascicule 62 définit une hauteur d'encastrement équivalente \Rightarrow correspond à celle du pieu étudié dans un sol homogène, caractérisé par une pression limite nette égale à P_{le}^* :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \cdot \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz \quad (I.5)$$

Avec :

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente

$P_l^*(z)$: pression limite nette à la profondeur z

D: hauteur d'encastrement réelle du pieu

La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-d}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \quad (I.6)$$

Avec :

- $a = \max (B/2 ; 0.50m)$; B étant le diamètre du pieu (en mètre),
- $b = \min (a, h)$,
- h : est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée

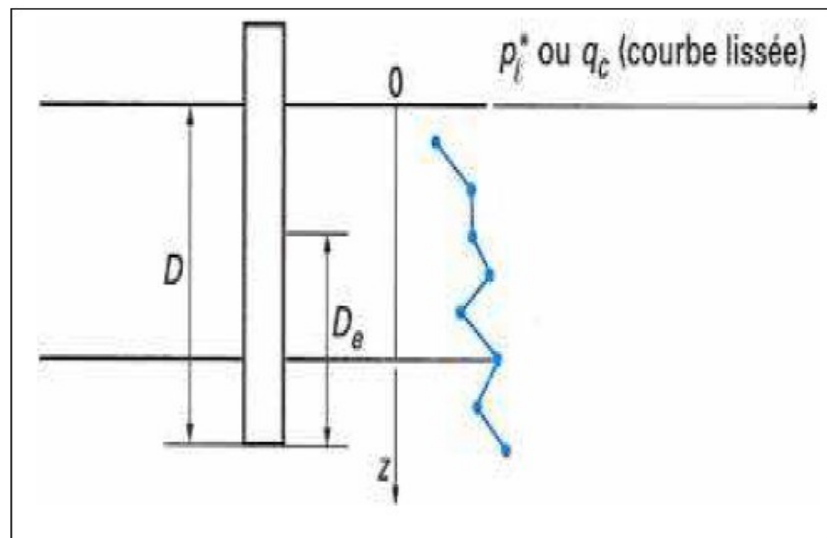


Figure I.8 Définition de l'encastrement équivalent.

En absence d'une couche de mauvaise résistance, h est prise égale à 0. Dans ce cas, $b=0$ et a est égale à $B/2$ pour des diamètres supérieures à 1.0 m, et la zone utile de la résistance en pointe est, dans ce cas, épaisse de 1.5 fois B sous la pointe.

L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation des trapèzes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette p_{le}^* soit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot \Delta z \quad (I.7)$$

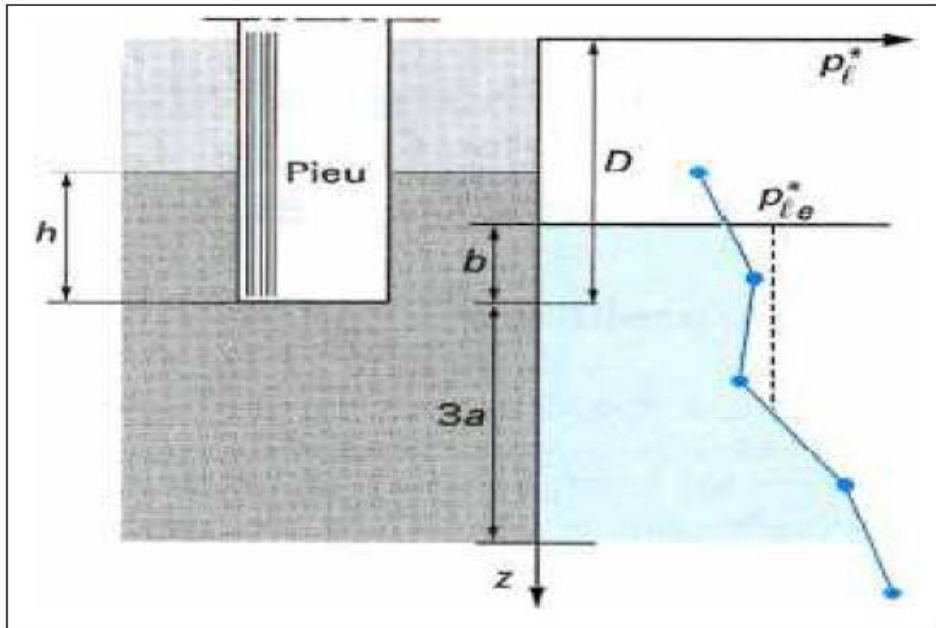


Figure I.9 Définition de la pression limite équivalente.

✓ Calcul de l'effort limite en pointe Q_P

L'effort limite en pointe, dont A est l'aire de la section du pointe, est donné par :

$$Q_P = A \cdot q_l \quad (I.8)$$

La résistance en pointe donné par :

$$q_l = K_p \cdot p_{le}^* \quad (I.9)$$

Le facteur de portance pressiométrique K_p dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu.

Le facteur de portance pressiométrique est donné par le (tableau I.2)

Tableau I.2 Valeur du facteur de portance pressiométrique.[4]

Nature de sol		Pieu ne refoulant pas le sol		Pieu refoulant le sol
Argile / Limon	A	1,10		1,40
	B	1,20		1,50
	C	1,30		1,60
Sables / 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-calcaires		1,80		2,60
Roches altérées		1,10 – 1,80		1,80 – 3,20

- Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

L'effort limite de frottement latéral est donné par :

$$Q_s = P \cdot \int_a^D q_s(z) \cdot dz \quad (\text{I.10})$$

la contrainte de frottement latérale limite q_s est donnée en fonction de la pression limite P_l (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de (Figure I.12). Le choix de la courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et du type de pieu.

Tableau I.3: Choix des abaques pour la détermination du frottement latéral unitaire q_s [4]

	Argiles limons			Sables Graves			Marnes		Roches
Type de pieu	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tube (tube perdue)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	Q ₂	Q ₃	

On peut calculer la Contrainte de frottement latéral limite q_s par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe, et en exprimant p_l en MPa

- Pour les courbes Q1 à Q4 :

$$q_s(z) \begin{cases} 0,04 \times n \times \frac{p_l(z)}{1+0,5n} \left(2 - \frac{p_l(z)}{1+0,5n} \right) & \text{si } p_{l_{moy}}^* < 1 + 0,5 \times n \\ 0,04 \times n & \text{si } p_{l_{moy}}^* > 1 + 0,5 \times n \end{cases} \quad \text{(I.11)}$$

- Pour les courbes Q5 à Q7

$$Q5 : q_s(z) = \min \left[\frac{p_l(z) - 0,2}{9}, \frac{q_l(z) + 3,3}{32} \right] \quad \text{(I.12)}$$

$$Q6 : q_s(z) = \min \left[\frac{p_l(z) + 0,4}{10}, \frac{q_l(z) + 4}{30} \right] \quad \text{(I.13)}$$

$$Q7 : q_s(z) = \frac{q_l(z) + 0,4}{10} \quad \text{(I.14)}$$

- ✓ **Calcul de l'effort limite totale Q_l**

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

$$Q_l = Q_p + Q_s \text{ (I.15)}$$

Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a :

$$Q_l = Q_s \text{ (I.16)}$$

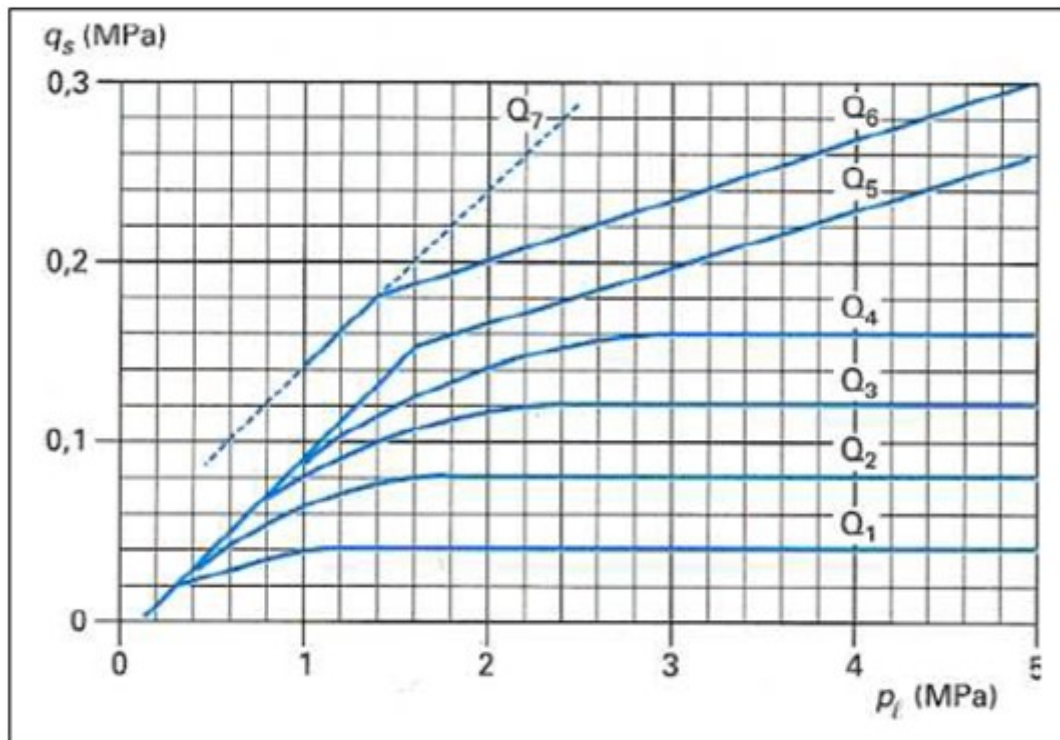


Figure I.10 Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de p_l . [3]

I.8.2 Capacité portante de groupe de pieux

La portance d'un pieu est la somme de la capacité en pointe et le frottement latéral entre la surface périphérique du pieu et le sol environnant. La contribution de chacune varie en fonction des conditions du sol. Habituellement, la charge à supporter est supérieure à la capacité d'un seul pieu, donc un groupe de pieux semblables est utilisé. Le groupe est coiffé par une table pour répartir la charge sur tous les pieux dans le groupe.

La capacité portante du groupe de pieux est influencée par l'espacement entre les pieux. La charge de la structure est appliquée sur la semelle qui répartit la charge sur les pieux isolés. Si les pieux sont espacés par une distance suffisante, alors la capacité du groupe de pieux est la somme des capacités des pieux isolés. Toutefois, si l'écartement entre les pieux est trop proche, les zones de contrainte autour du pieu se chevauchent et la charge de rupture du groupe est inférieure à la somme des capacités du pieu isolé

spécialement dans le cas des pieux flottants, où l'efficacité de l'effet de groupe est réduite. Souvent, si un groupe de pieux est soumis à une charge verticale, le calcul de la répartition de la charge sur un pieu isolé qui est membre du groupe est considéré comme la charge totale divisée par le nombre de pieux dans le groupe.

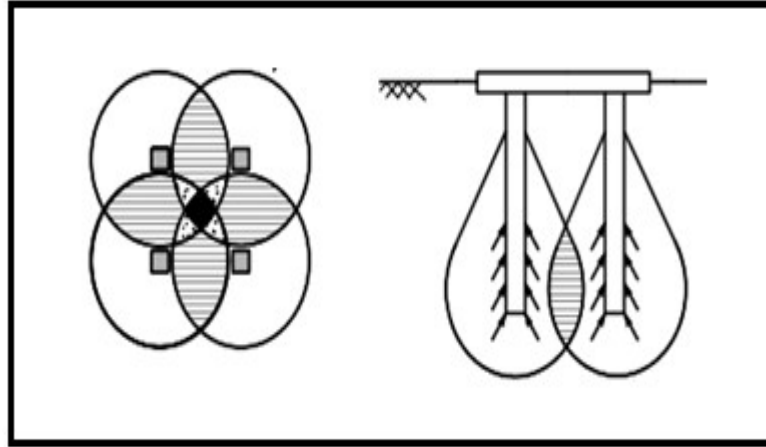


Figure I.11 Schéma de bulbe de pression d'un groupe de pieu

I.8.2.1 Efficacité du groupe de pieux

a) Coefficient d'efficacité

Deux types de groupes de pieux sont pratiquement utilisés

- Pieux régulièrement disposés suivant m lignes et n rangées (groupe m x n) ;
- Pieux disposés suivant un cercle autour des jambes d'un jacket.

Les phénomènes influençant sur le comportement d'un groupe de pieux par rapport à celui d'un pieu isolés sont regroupés en deux catégories majeures :

- Les effets d'installation : l'installation des pieux rapprochés résulte à la modification de l'état des contraintes et de la densité...etc.
- Les effets mécaniques : interférences des modes de déformation des zones de rupture lors de chargement simultané de plusieurs pieux voisins.

L'effet de groupe, autrement dit l'influence de la réponse du pieu liée à la présence et aux chargements de pieux voisins, est généralement pris en considération lorsque le rapport s de l'espacement entre les axes des pieux à leur diamètre est inférieur à 8

Différentes techniques sont applicables pour estimer la capacité ultime d'un groupe de n pieux. Ces techniques reviennent en général à adopter comme capacité du groupe la somme de la capacité Q des N pieux considérés isolément.

On définit le coefficient d'efficacité C_e du groupe par le rapport :

$$C_e = \frac{\text{Chargelimitedugroupe}}{N \times \text{chargelimitedupieuisolé}} \quad (\text{I.17})$$

L'efficacité du groupe de pieux dépend des facteurs suivants:

1. Espacement entre les pieux.
2. Nombre total des pieux dans une ligne et le nombre de lignes dans un groupe, et
3. Caractéristiques du pieu (matériau, diamètre et longueur)

La réduction de la valeur totale de portance du groupe de pieux est plus dans le cas de pieux flottants, en particulier dans les sols argileux. Aucune réduction ne se produit dans les pieux travaillants en pointe. Pour les groupes de pieux qui résistent à la charge par l'action combinée de frottement et de pointe, seule la capacité portante par frottement est réduite.

b) Formule de converse labarre

La formule de converse Labarre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux, elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe, excepté la longueur des pieux

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{B}{D}\right)}{\frac{\pi}{2}} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (\text{I.18})$$

Avec

B diamètre des pieux

D entraxe des pieux

m nombre des rangées

n nombre des pieux par rangée

c) Méthode de terzaghi

On considère l'ensemble des pieux et du sol qu'ils enserrant comme un bloc monolithique, Exception faite des pieux inclinés éventuels, puis on calcule la charge limite du bloc à partir du frottement latéral limite (dans les couches où il est positif) et de la contrainte de rupture à la base du bloc. En fonction de son encastrement relatif, ce bloc est considéré comme une fondation superficielle, semi profonde ou profonde.

Le coefficient d'efficacité est obtenu par application directe de la formule du paragraphe a.

d) Groupe de pieux reposant sur un sol très résistant

Dans la situation fréquente où les pieux traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu.

On peut donc adopter

$$C_e = 1$$

S'il existe au-dessous de la couche résistante une couche molle, on vérifie le risque de poinçonnement de cette couche [8]

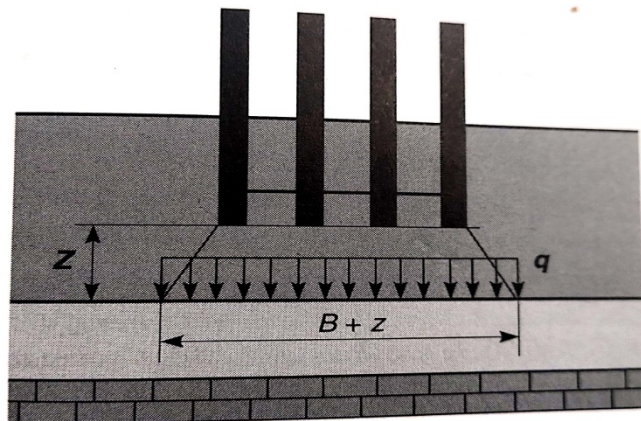


Figure I.12 groupe de pieux reposant sur un sol très résistant

Dans ce but, on considère le périmètre circonscrit à la base des pieux comme une semelle fictive transmettant les charges vers la surface de la couche molle sous-jacente.

La contrainte appliquée à la surface de la couche molle est obtenue en admettant que la charge est uniforme et diffusée à $\arctan(1/2)$ par rapport à la verticale.

e) Groupe de pieux fichés dans sol homogène

Le comportement du groupe dépend de la nature du sol et du type de pieux utilisé.

e.1) sol cohérents

quel que soit le type de pieux on retient pour C_e la plus faible des estimations suivantes :

- Méthode de terzaghi suivant le paragraphe c
- Valeur donnée par les formules suivantes

$$C_e = 1 \text{ Pour } d > 3.B \quad (I.19)$$

$$C_e = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right) \quad \text{pour } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3 \quad (I.20)$$

e.2) sols frottants

il faut tenir compte des deux grands groupes de types de pieux ; les pieux mis en place sans refoulement du sol et les pieux mis en place avec refoulement du sol.

- Pieux mis en place sans refoulement du sol

On retient pour C_e la plus faible des estimations suivantes :

- Formule de Converse Labarre, suivant le paragraphe **b**
- Méthode de Terzaghi, suivant le paragraphe **c**
- Pieux mis en place avec refoulement du sol dans des sables lâches ou moyennement compacts.

La méthode de mis en œuvre conduit à une augmentation de la densité relative du matériau, ce qui améliore la capacité portante des pieux

On peut donc adopter :

$$C_e = 1$$

Le plan de battage devra prévoir de commencer par les pieux périphériques afin de profiter au mieux de la densification du sol en place

- Pieux mis en place avec refoulement du sol dans des sables compacts, on retient pour C_e la même valeur que pour les pieux mis en place sans refoulement du sol.

I.8.3 Tassement d'un pieu isolé

Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement latéral τ en fonction du déplacement vertical v du pieu en chaque section, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical v_p de celle-ci. Les lois de mobilisation dépendent du type de sol et des méthodes d'installation.

Le tassement d'un pieu est en général faible (ordre de grandeur en mm) et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil, mais dans certain cas, il est nécessaire de prendre en compte le tassement

Plusieurs méthodes empiriques et théoriques ont été développées pour le calcul du tassement. Nous présentons quelques-unes d'entre elles :

I.8.3.1 Méthodes d'élasticité

Le calcul du tassement d'un pieu isolé par la méthode d'élasticité se fait en considérant le sol comme un massif élastique isotrope. Parmi les approches utilisées sont, celle deelles sont basée sur la solution fondamentale de force verticale exercée dans un massif élastique semi infini.

Le sol est supposé comme un massif élastique semi- infini, le tassement en tête du pieu est donné par [3]

$$V_0 = \frac{Q \times I_v}{E(D) \times B} \quad (I.21)$$

I_v : facteur de tassement dépend de la compressibilité k , de l'élanement D/B et de tassement à une profondeur donné v .

$E(D)$: module de Young à la tête du pieu,

B : diamètre de pieu,

Q : la charge appliquée à la tête du pieu : 2684.97 KN

- Pour les pieux travaillant en pointe : $E = 4E_m < 60 \text{ MPA}$
- Pour les pieux flottant : $E = 5E_m < 50 \text{ MPa}$

Calculons le facteur I_v

$$I_v = 4 \times (1 + v) \times \frac{1 + \frac{8D \times \tanh(\mu.D)}{\pi \times \xi \times \lambda \times (1-v) B \times \mu.D}}{\frac{4}{(1-v)\xi} + \frac{4\pi \times \beta}{\alpha} \times \frac{D}{B} \times \frac{\tanh(\mu.D)}{\mu.D}}$$

I.8.4 Tassement d'un groupe de pieux

La valeur de R_s concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement d entre deux pieux adjacents quelconques, installés dans un sol caractérisé par

un module d'Young E. Le tableau 1.a regroupent respectivement les valeurs de R_s pour les cas des pieux travaillant en pointe

Dans un substratum. On remarque que R_s augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K, et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.[3]

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le même effort}} \quad (I.22)$$

Tableau I.4 valeur de R_s pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum.[3]

n	4					9			
		10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞
D/B	d/B								
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00

I.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types de ponts ainsi que leurs composants. les ponts en béton précontraint ont été présentés puisque notre étude portera sur ce type de pont. Dans la deuxième partie plusieurs méthodes de dimensionnement des fondations ont été développées pour déterminer la capacité portante d'un pieu isolé et aussi d'un groupe de pieu. Finalement quelques méthodes de calcul de tassement d'un pieu isolé et d'un groupe de pieu ont été présentées. Dans le chapitre suivant on présentera en détail les caractéristiques physiques et mécaniques de notre sol à partir de campagnes de reconnaissances réalisées.

Chapitre II

Synthèse des Reconnaissances Géotechniques

II.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats d'essais de reconnaissances et d'investigations géotechniques qui visent à prendre connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du sous sol à partir des essais laboratoires et in situ dans le but de choisir et de dimensionner les fondations.

II.2 Investigations géotechniques

Le projet consiste en la réalisation d'un ouvrage d'art reliant le port de Djen Djen à l'autoroute est-ouest au niveau d'EULMA.

Le règlement parasismique algérien RPA 1999 version 2003, divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone (II a – II b): sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La région de Sétif dont fait partie notre secteur d'étude, appartient à la zone de sismicité moyenne classée **IIa**.

Le programme d'investigation géotechnique a été réalisé la société SAPTA. Il consiste aux travaux suivants :

- Le forage de deux sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts à ~~semi~~ remaniés. La profondeur atteinte par ces sondages est de 20 mètres.
- Un forage pressiométrique de 20 m avec des essais pressiométriques tous les 2 m de profondeur ;
- Six essais SPT (Standard Pénétration Test) avec un essai tous les 3 m de profondeur
- Relèves piézométriques
- Des essais aux laboratoires dont :
 - Analyse granulométrique
 - Détermination des propriétés physiques
 - Essai de cisaillement rectiligne
 - Analyse chimique.

L'implantation des sondages réalisés est montrée dans la figure II.1.

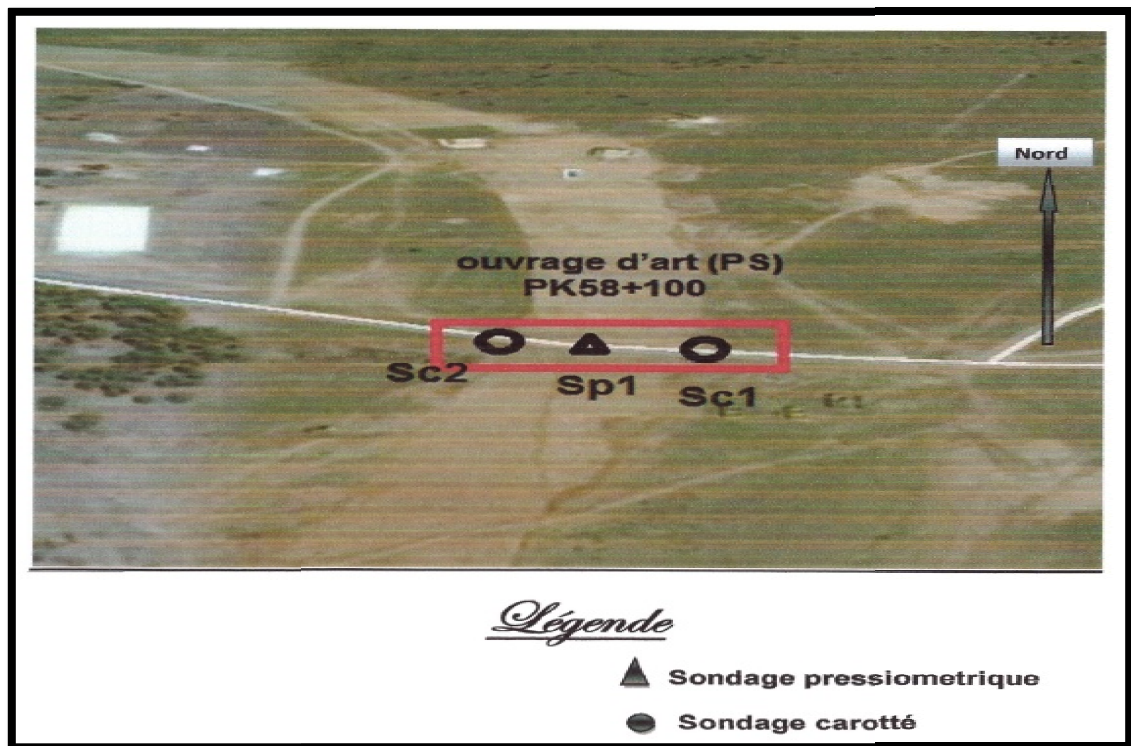


Figure II.1 Implantation des sondages et essais in-situ réalisés

Afin de donner une description lithologique du sol en place, deux sondages carottés sont réalisés sur site, d'une profondeur de 20m; Ce sondage nous a permis de donner une première reconnaissance du sol constituant le terrain (Tableau II.1)

Tableau II. 1 Résultat du sondage carotté.

Sondage	Profondeur	Nature du sol
SC01	0-0.5m	Remblais
	0.5-2.5m	Argile brunâtre renfermes des débris rocheux
	2.5-12m	Argile bariolée brunâtre
	12-20m	Argile fermée grisâtre
SC02	0-0.6m	Remblais
	0.6-1m	Argile brunâtre grisâtre
	1-10m	Argile bariolée jaunâtre
	10-20m	Argile ferme grisâtre à noirâtre

II.2.1 Les essais in situ

Les essais in-situ permettent de déterminer les caractéristiques du sol en place .Le but de ces essais est de contempler ou même de remplacer les essais sur les échantillons intacts au laboratoire pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physique des sols avec l'avantage de précision.

II.2.1.1 Les sondages carottés

Le but des sondages carottés est la connaissance géologique du sous sol, visualisation de l'homogénéité et le pendage des couches. Détermination de la nature du sous sol et le prélèvement des échantillons pour réaliser des essais laboratoire. Plusieurs techniques sont utilisées pour enfoncer le carottier dans le sol. Le battage, la vibor percussion, la pression...

II.2.1.2 Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Cet essai constitue la succession de deux opérations : un forage pressiométriques et des essais au pressiomètre de MENARD. Ces essais permettent d'apprécier la succession des couches du sol et éventuellement leur nature, de définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de construction et d'orienter le choix et le dimensionnement des fondations de l'ouvrages.

Le pressiomètre est assez polyvalent, il permet d'estimer la résistance des sols argileux jusqu'aux sols graveleux ainsi que l'exploitation des résultats permettra de connaître deux caractéristiques pressiométrique importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations:

- P_l^* : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol)
- E_M : module pressiométrique de Ménard (caractéristique de déformabilité du sol)

Un sondage pressiométrique a été réalisé, d'une profondeur de 20m avec un essai chaque 02 mètre ; Les valeurs des paramètres E_M et P_L sont résumées dans le tableau suivant

Tableau II. 2 Résultats d'essai pressiométrique SP N°01.

Profondeurs (m)	E_M (Bars)	P_L (Bars)	E_M / P_L
2	70.82	5.54	12.78
4	138.77	7.17	19.35
6	275.51	22.67	12.15
8	747.813	25.99	28.75
10	740.99	19.82	37.39
12	1062.63	34.32	30.96
14	121.05	24.01	17.58
16	611.81	28	21.85
18	615.75	27.96	20.02
20	1179.05	33.17	35.55

En surface jusqu'à 4m → argile plastique

[4-10] m → argile ferme

A partir de 12 m → argile très ferme

II.2.1.3 Essai de pénétration standard (SPT)

Tableau II. 3 Résultats d'essais pénétration standard

Prof (m)	SC01				SC02			
	N_0	N_1	N_2	N	N_0	N_1	N_2	N
3.00	5	9	7	16	6	7	6	13
6	8	10	10	20	12	11	10	21
9	14	17	15	32	15	30	45	75
12	Refus	-	-	Refus	20	55	27	82
15	Refus	-	-	Refus	Refus	-	-	Refus
18	15	53	refus	Refus	Refus	-	-	Refus

II.2.1.4 Relevé piézométrique

Le niveau d'eau obtenu à partir de lectures piézométriques au niveau du forage SC2, est donné dans le **tableau II.4**.

Tableau II. 4 Relevés piézométriques dans la zone d'étude

Sondage	profondeur (m)	niveau de l'eau (m)		
		25/11/2015	06/12/2015	28/01/2016
SC02	20	7.60	7.40	5.50

II.2.2- Essais réalisés au laboratoire

II.2.2 .1- Propriétés physiques

Des analyses granulométriques ont été effectuées sur les échantillons prélevés lors de sondage sur l'assiette du terrain d'étude. Le tableau II.5 récapitule les résultats de ces analyses. Les courbes granulométriques sont présentées en annexes.

Tableau II. 5 Résultats d'analyses granulométriques.

		Tamisat %	
Les Sondages	Profondeur (m)	T _{2mm}	T _{80µm}
		Sondage N°01	2.5-3
7.5-8	96.84		80.81
Sondage N°02	4-5	91.50	64.83

Sondage 01

$T_{80\mu m} = 62,15\%$ par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à $2\mu m$ est de $89,08\%$

Les limites d'Atterberg relatives à ce sol sont :

WL=72.50%	}	D'après l'abaque de Casagrande le sol est une argile très plastique
WP=33.5%		
IP=31.21%		

Sondage 02

$T_{80\mu m} = 64,83\%$ par conséquent il s'agit d'un sol fin. Le pourcentage des éléments inférieurs à $2\mu m$ est de $91,50\%$

Les limites d'Atterberg relatives à ce sol sont :

WL=66.48%	}	D'après l'abaque de Casagrande le sol est une argile très plastique
WP=31.48%		
IP=35%		

II.4.2.2 Les poids volumique du sol

Le poids volumique humide du sol en place est compris entre $1,98$ et $2,29 \text{ t/m}^3$. Le poids volumique sec varie de $1,58$ à $2,10 \text{ t/m}^3$.

II.4.2.3 Essais mécaniques

Les essais mécaniques sont de trois sortes

- Essai de cisaillement rectiligne
- Essais de compressibilité à l'oedomètre
- Gonflement libre

a) Détermination de l'angle de frottement et du terme de cohésion

D'après le rapport géotechnique, un seul échantillon a pu être cisailé à la boîte de Casagrande de type "non consolidé non drainé (UU)" sous SC1 à $5,00/6,00 \text{ m}$. Les paramètres de résistance obtenus sont : $C=0,52 \text{ bar}$ et $\varphi = 14,68^\circ$

Les valeurs obtenues ne sont pas interprétatives étant donné que, selon la norme NFP94-071 l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande est un essai drainé. Ces paramètres C et ϕ ne seront par conséquent pas utilisés dans la présente étude.

Les valeurs de l'angle de frottement effectif (ϕ') et du terme de cohésion effective (c') sont calculées à partir des paramètres de consistance du sol en utilisant des corrélations établis dans la littérature spécialisée.

Plusieurs auteurs (Mitchell 1976, Wilun et Starzewski 1975) ont montré que l'angle de frottement effectif (ϕ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Dans le présent travail, il sera utilisé la corrélation proposée par Mitchell (1976):

$$\sin \phi' = 0,8 - 0,094 \cdot \ln IP \tag{II. 1}$$

Avec IP: indice de plasticité.

les valeurs typiques ϕ' et C' en fonction de la consistance des sols fins sont présentées dans le tableau II.6.

Tableau II.6: Valeurs typiques de c' et ϕ'

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	ϕ'	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
		sands: coarse and medium	ϕ'	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
		sands: fine and silty	ϕ'	37°-35°	35°-32°	32°-28°	
	organic	sands, organic	ϕ'	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
			Consistency of cohesive soils				
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_p$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50	0.0
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	ϕ'	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
		c'	40°-30	30-20	20-15	15-2	
		ϕ_{ua}	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°	
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	ϕ'	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
	c'	50-40	40-30	30-20	20-3		
ϕ_{ua}	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°			
inorganic	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	ϕ'	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
		c'	60-50	50-40	40-30	30-5	
		ϕ_{ua}	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
		sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	ϕ'	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°
c'	80-60	60-50	50-40	40-10			
ϕ_{ua}	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°			
organic	organic silts, peats, etc.		all strength parameters to be determined from laboratory tests				

Les valeurs d'indice de plasticité (IP) sont :

- Argile très plastique : IP = 39% ; consistance très raide à dure.

Selon la corrélation de Mitchel(1976), la valeur de φ' obtenue pour l'argile limoneuse est 27.10°.

D'après **tableau II.6**, les valeurs de C'obtenues sont de 30-40KPa pour l'argile limoneuse. Dans présent travail, on prendra la valeur de $c'=40$ KPa.

Tableau II. 7Caractéristiques de résistance.

N° Sondage	Angle de frottement (°)	Cohésion (kpa)
01	27.10	40

b- Essai de compressibilité à l'oedomètre

Cet essai a pour objet l'étude de la consolidation de l'échantillon de sols, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide.

Une courbe de compressibilité $\Delta e = f(\log \sigma')$ est tracée à la fin de l'essai. Cet essai nous permet de connaître :

- Le coefficient de compressibilité C_c
- Le coefficient de gonflement C_g
- La pression de pré consolidation P_c

Tableau II. 8 Les valeurs des paramètres de compressibilité obtenus sont comme suit :

Sondage N°	Profondeur (m)	P_c (bar)	C_c	C_g
01	5.00-6.00	2.14	0.2458	0.0477
02	4.50-5.00	2.36	0.2524	0.0581

II.4.2.4 Analyses chimiques

Des échantillons ont été soumis aux analyses chimiques à savoir :

- Détermination des sulfates
- Détermination des carbonates
- Détermination des chlorures

- Détermination des matières organiques

Le tableau II.8 récapitule les résultats obtenus

Tableau II. 9 Résultats chimiques (exprimés en % et en poids).

N° Sondage	Profondeur de l'échantillon(m)	Sulfates	Carbonates	Chlorures	Matières organiques
Sc01	0.5-1.0	Trace	Trace	Trace	1.41
	3.0-3.10	Trace	Trace	Trace	1.30
	7.5-8.0	Trace	Trace	Trace	1.25
	13-13.5	Trace	Trace	Trace	1.04
	18.5-18.6	Trace	Trace	Trace	1.09
Sc02	1.5-2.0	Trace	Trace	Trace	1.04
	7.0-7.5	Trace	Trace	Trace	1.09
	12.5-13	Trace	Trace	Trace	1.82
	18-18.5	Trace	Trace	Trace	1.04

Les teneurs en sulfates confèrent au sol une agressivité nulle vis-à-vis du béton selon la NFP 18.011 du 06/92. Quant aux teneurs en carbonates, les sols peu carbonatés. Pour ce qui est des matières organiques, les sols ne sont pas organiques.

II.3 Conclusion

Les campagnes d'investigation géotechnique ont permis de révéler que le sous-sol d'assise est une argile très plastique sur une profondeur allant jusqu'à 15m. Les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande n'étant pas interprétables, les paramètres de résistance C et ϕ ont été déterminés à partir de corrélations établies avec les paramètres de consistance du sol.

Le rapport de sol a recommandé des fondations superficielles

Chapitre III

Evaluation des charges

III.1.Introduction

Les charges appliquées sur tout ouvrage d'art peuvent être permanentes ou variables. Le calcul sera effectué selon l'ensemble des actions et la prise en compte des différentes combinaisons pour déterminer les réactions transmises à la pile et à la culée.

III.2. Calcul des charges

L'ouvrage doit résister aux efforts qui lui sont appliqués

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

III.2.1 Charges permanentes (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et de la dalle (tablier)

III.2.1.1 le poids propre de la poutre

Le poids total de la poutre est donné par

$$P_{\text{poutre}} = S_{\text{poutre}} \times \gamma_b \quad (\text{III.1})$$

S_{poutres} : section de la poutre

γ_b : La masse volumique du béton armé ($\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$)

Section de la poutre (Fig. III.1):

$$S_{\text{poutres}} = [(0.35 \times 0.27) + \left(\frac{(0.15 \times 0.35)}{2} \times 0.08\right) + (0.7 \times 0.15) + \left(\frac{(0.5 \times 0.15)}{2} \times 0.10\right) + (0.5 \times 0.15)]$$

$$S_{\text{poutres}} = 0.327 \text{ m}^2$$

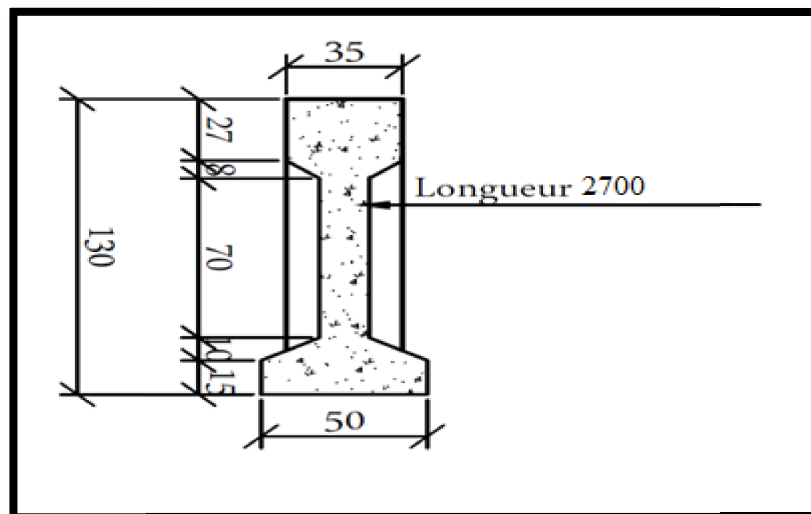


Figure III.1 Dimensions de la poutre (l'unité en cm)

Poids de la poutre

$$P_{\text{poutre}} = 0.327 \times 2.5 = 0.8175 \text{ t/ml}$$

La travée possède 10 poutres, d'où le poids total des poutres sur une travée

$$P_{\text{poutres}} = 10 \times 0,8175 = 8.175 \text{ t/ml.}$$

III.2.1.2 Poids propre de la dalle

1. poids propre de la dalle en béton armé

$$P_{db} = e_{dalle} \times l_{dalle} \times \gamma_b \text{ (III.2)}$$

P_{db} : poids propre de la dalle en béton armé.

γ_b : La masse volumique du béton $2,5 \text{ t/m}^3$

e_{dalle} : Épaisseur de la dalle = $0,35 \text{ m}$.

l_{dalle} : La largeur de la dalle = 11 m .

$$\gamma_b = 2,5 \times 0.35 \times 11 = 9.625 \text{ t /ml.}$$

2. poids propre de la dalle en béton de propreté

$$P_{dp} = e_{dalle} \times l_{dalle} \times \gamma_{bp} \text{ (III.3)}$$

P_{dp} : Poids propre de la dalle en béton de propreté

γ_{dp} : La masse volumique du béton de propreté = 0.15 t/m^3

e_{dalle} : Épaisseur de la dalle = 0.10 m

$$P_{dp} = 0.10 \times 11 \times 0.15$$

$$P_{dp} = 0.165 \text{ t/ml}$$

Poids total de la dalle

$$P_{\text{dalle total}} = P_{db} + P_{dp}$$

$$P_{\text{dalle total}} = 9.79 \text{ t/ml}$$

III.2.2. Charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids des éléments suivants :

- Le revêtement.
- L'étanchéité.
- La corniche.
- Les trottoirs.
- Le garde-corps.

➤ Poids du revêtement

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \times e_{rev} \times l_{rev} \text{ (III.4)}$$

P_{rev} : Poids du revêtement du bitume.

γ_{rev} : Masse volumique du revêtement ($\gamma_{rev} = 2,2 \text{ t/m}^3$)

e_{rev} : Épaisseur du revêtement = 8 cm.

l_{rev} : Largeur du revêtement = 7 m

$$P_{rev} = 1.232 \text{ t/ml.}$$

➤ **Poids des trottoirs et de la corniche**

$$P_{trot+cor} = \gamma_b \times (S_{trot} + S_{cor}). \text{ (III. 5)}$$

γ_b : Masse volumique du béton = 2.5 t/m^3

S_{trot} : Section de la corniche.

S_{cor} : Section du trottoir.

$$S_{trot} = 0.175 \text{ m}^2$$

$$S_{cor} = 0.11 \text{ m}^2$$

$$P_{trot+cor} = 1.425 \text{ t/ml}$$

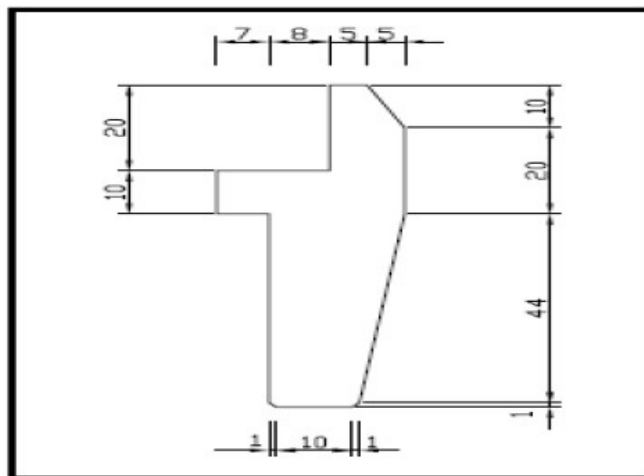


Figure III.2 Détail de corniche (l'unité en cm)

➤ **Poids du garde corps et glissière de sécurité**

- **Garde corps** le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61 titre II [7] à

$$P_{Gc} = 0,1 \text{ t/ml.}$$

- **Glissière de sécurité** considérée comme un dispositif de retenue, la glissière de Sécurité est destinée à retenir les véhicule lors des sorties accidentelles de chaussée. La glissière de sécurité est en acier, son poids est estimé selon le fascicule 61 titre II [7] à 0,06 t/ml.

Dans ce pont il y'a deux glissières et deux garde-corps (à gauche et à droite).

$$P_{gc} + p_{gli} = (2 \times 0,1 + 2 \times 0,06) = 0,32 \text{ t/ml.}$$

III.2.3 Le poids total du tablier (G)

Le poids total du tablier est

$$G = CP + CCP.$$

$$CP = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle.}}$$

$$CP = 8.175 + 9.79 \rightarrow CP = 17,965 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = P_{\text{rev}} + P_{\text{Tret + cor}} + P_{gc} + Gli.$$

$$CCP = 1.232 + 1.425 + 0,32 \rightarrow CCP = 2.977 \text{ t/ml.}$$

$$G = 17.965 + 2.977 \rightarrow G = 20.942 \text{ t/ml.}$$

$$G = 20.942 \times 27 = 565.434 \text{ t.}$$

III.3 Surcharges routières

Pour le calcul des surcharges routières, on distingue:

- La surcharge de type A (I).
- Système B.
- La surcharge militaire M_{c120} .
- La surcharge exceptionnelle : convois D_{240} t.
- Les surcharges sur trottoirs.

On définit alors

a. La largeur roulable (L_r)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

b. La largeur chargeable (L_c)

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

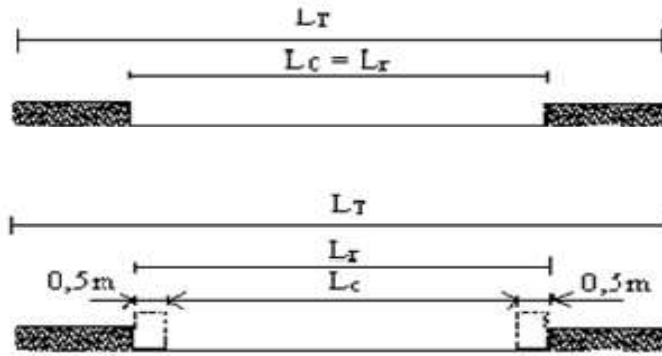


Figure III.3 Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [7].

Concernant l'ouvrage de la présente étude, nous avons

$$L_r = 11 \text{ m.}$$

$$L_c = 7 \text{ m.}$$

$$L_r = 7 \text{ m.}$$

$L_r = L_c$ parce que les glissières de sécurité sont fixées sur les trottoirs

c. Nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal, à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = \text{Entier} \left(\frac{L_c}{3} \right)$$

$$N = \text{Entier} \left(\frac{7}{3} \right) = E(2.3) = 2$$

Et par suite le nombre de voies serait $N=2$

d. Classe de ponts routes

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leurs largeurs roulables :

Tableau III.1 Classes de pont selon la largeur roulable [7]

CLASSE	LARGEUR ROULABLE
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Avec $L_r = 7 \text{ m}$, l'ouvrage étudié est classé dans **la 1^{ère} classe**.

III.3.1 Système de charges A (I)

Le système A(l) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée donnée par la formule suivante :

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times l. \tag{III.6}$$

Avec

A (l) système de charge.

L : portée d'une travée du pont.

l: La largeur de la vois.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \tag{III.7}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{27 + 12} = 1153 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 1.153 \text{ t/m}^2$$

a_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge qui est donné par le tableau suivant :

Tableau III.2 Coefficient de dégressivité transversale de la charge [7].

Classe du pont	NOMBRE DE VOIES CHARGEES				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Avec :

$v_0 = 3,5$ m (pour un pont de 1ère classe), selon fascicule 61 titre II [7]

v : Largeur d'une voie.

$$v = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m}$$

Dans notre projet on a la charge A(l) par voie:

Tableau III.3 Charge A (l) par voie.

NOMBRE DE VOIES	a_1	a_2	A(L)	LARGEUR DE VOIE	A (l) (t/ml)
1	1	1	1.153	3.5	4.04
2	1	1	1.153	7	8.08

III.3.2 Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes qui sont :

- Sous système Bc : se compose de camions types (30t).
- Sous système Bt: se compose d'une roue isolée.
- Sous système Br : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8t).

III.3.2.1 Sous système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant

Tableau III.4 : Coefficient b_c [7].

Classe du pont	NOMBRE DE VOIES CHARGEES				
	1	2	3	4	>5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1	1	//	//	//
3	1	0.80	//	//	//

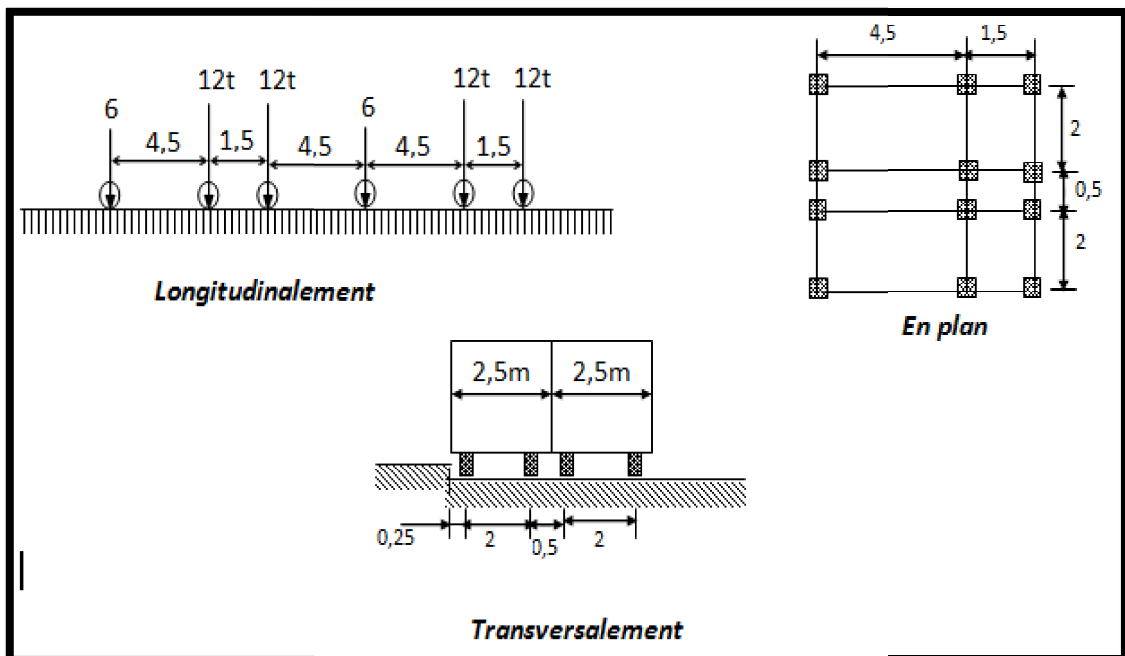


Figure III.4 Schéma explicatif du Système Bc [7].

Deux camions portent trois essieux à roues simples ayant une masse totale de 30t avec un essieu avant de 6t, et deux essieux arrières de 12t chacune c'est-à-dire 2×30 t.

La surcharge maximale du système B c pour quatre voies est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 2.$$

$$S_1 = 120t.$$

➤ **Détermination de Surcharge Bc**

L'ouvrage pont étudié appartient à la 1^{ère} classe avec 2 voies chargées donc le $bc = 1.10$

Selon le tableau III.4.

D'où:

$$S = S_1 \times bc$$

S: la surcharge maximale de système B c × coefficient bc.

S₁: La surcharge maximale de système Bc

$$S = 120 \times 1.10. \text{ D'où } S = 132t.$$

➤ **Coefficient de majoration dynamique δ_{bc}**

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} \quad \text{(III. 8)}$$

Tel que :

L : la longueur de l'élément, L=27m.

S : la surcharge maximale, S = 132t.

G : la charge permanente, G = 565.434 t.

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 27} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{565.434}{132}}$$

$$\delta_{bc} = 1.096$$

Tableau III.5 Charge (bc) par voie.

NOMBRE DE VOIES CHARGÉE		CHARGE PAR ESSIEU (T)		
		$n \times c \times bc \times \delta_{bc}$		
1	1.20	E.AV	$1 \times 6 \times 1, 20 \times 1.096$	7.891
		E.AR	$2 \times 12 \times 1, 20 \times 1.096$	31.56
2	1.10	E.AV	$2 \times 6 \times 1, 10 \times 1.096$	14.467
		E.AR	$4 \times 12 \times 1, 10 \times 1.096$	57.868

E.AV : essieux avant.

E.AR : essieux arrière.

n : Nombre d'essieux.

c : Masse de l'essieu.

bc: Coefficient du système Bc (Tableau III.4).

δ_{bc} : Coefficient de majoration dynamique.

III.3.3 Système militaire M c 120

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120, les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est 36,6m [7].

Poids totale 110t. Longueur d'une chenille 6,10m. Largeur d'une chenille 1,00m.

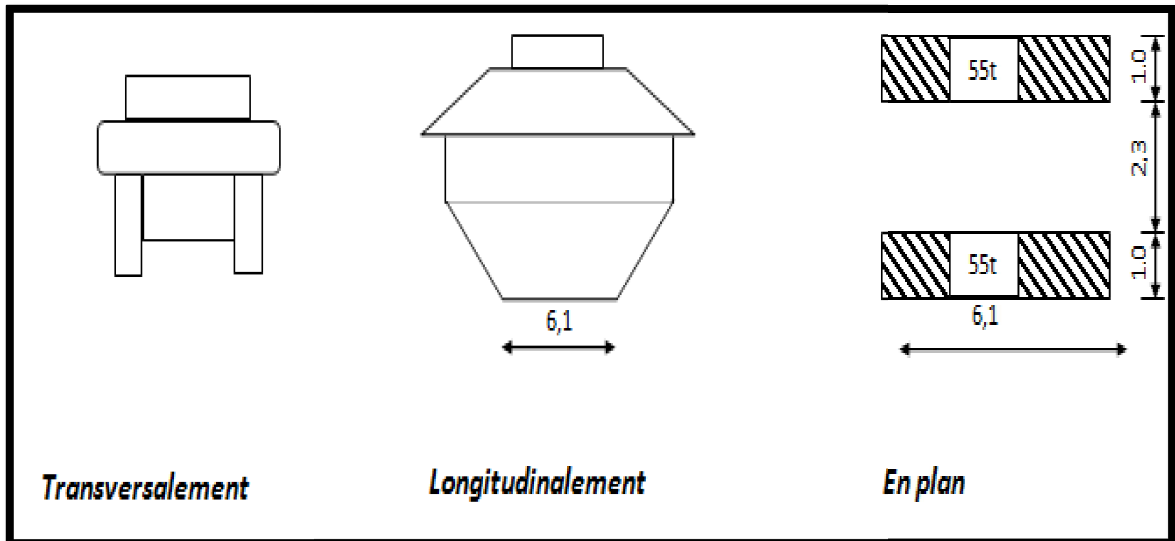


Figure III.5 Système Mc120 [7].

➤ **Coefficient de majoration dynamique**

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \text{ (III. 9)}$$

L : la longueur de l'élément, L = 20m.

S : la surcharge Mc120 maximale, S = 110t.

G : la charge permanente, G = 494,86 t.

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 27} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{565.434}{110}}$$

$$\delta_{Mc} = 1.09$$

$$Mc = 110 \times 1,09 = 119.9t$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 119.9/6,10$$

$$M_c = 19.65t/ml$$

III.3.4 Charge exceptionnelle D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de $(18,60 \times 3,20)$ m²

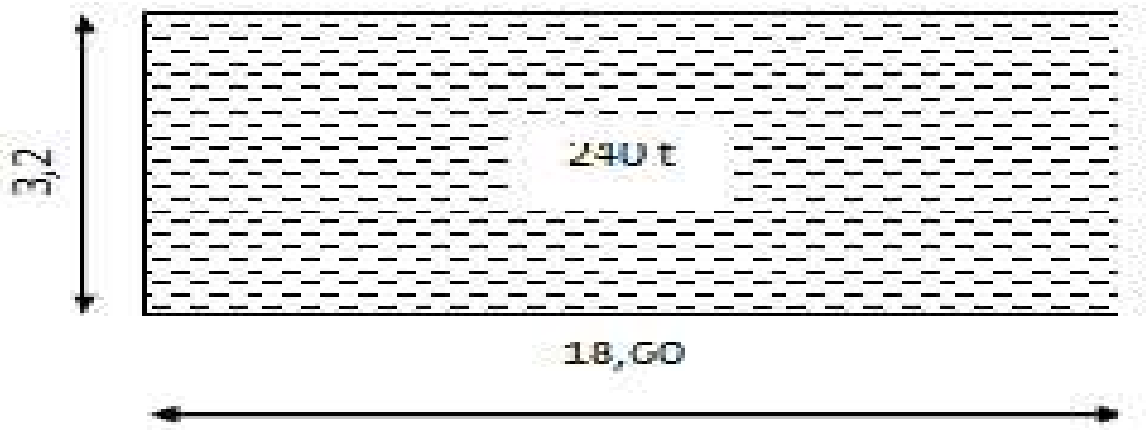


Figure III.6 Charges exceptionnelles D240 [4].

$$P = 240 \text{ t soit } Q(t/ml) = \frac{P}{L}$$

$$Q(t/ml) = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t/ml.}$$

$$D240 = 12,90 \text{ t/ml.}$$

III.4 Calcul des réactions d'appuis sous des charges constantes

On utilise le principe d'équilibre statique pour calculer les réactions d'appuis sous les charges constantes suivantes :

La charge permanente G.

La surcharge A(l).

La charge des trottoirs S_t.

Principe d'équilibre statique

Un corps exerçant une force sur un autre corps reçoit de celui-ci une force égale en sorte que l'action et la réaction sont toujours deux forces égales et directement opposées.

La condition nécessaire pour qu'un système de forces soit en équilibre est :

$$\sum F_h = 0.$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A = R_B = P/2$$

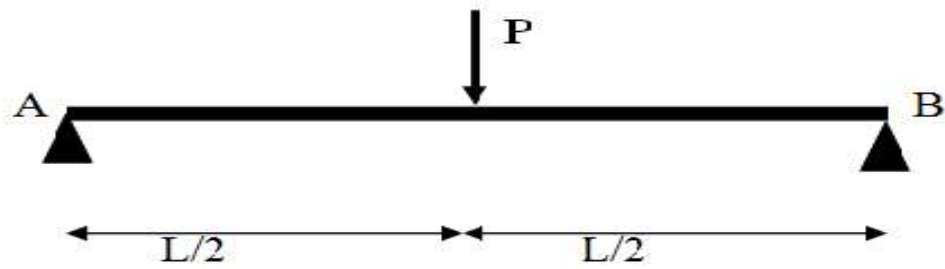


Figure III.7 Le schéma statique d'une poutre.

III.4.1 Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G

Le schéma de la figure III.8 illustre le chargement statique d'une travée de pont sous la charge permanente G.

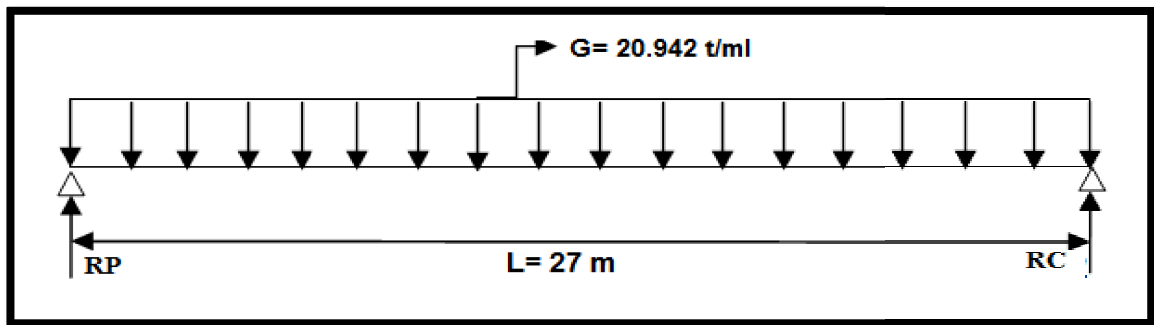


Figure III.8 Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.

RC: réaction de la culée

RP : réaction de la pile.

L : longueur du pont.

En utilisant le principe de l'équilibre statique :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_c + R_p - G \times L = 0.$$

En raison de la symétrie de la poutre et du chargement, nous avons :

$$R_c = R_p = \frac{G \times L}{2} = \frac{20.942 \times 27}{2} = 282.717 \text{ t}$$

III.4.2 Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)

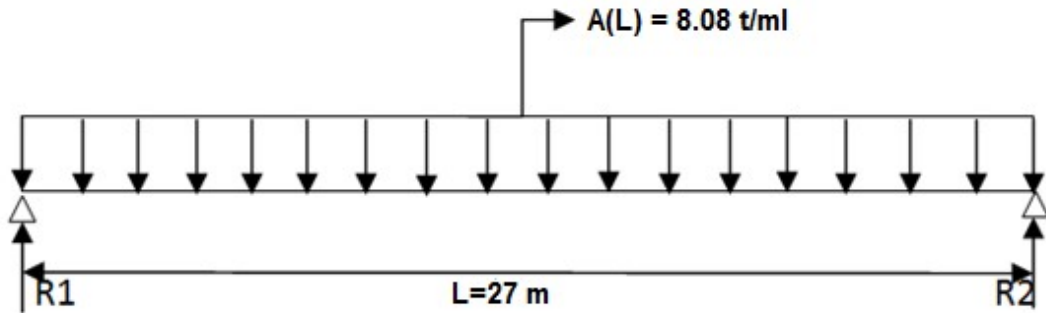


Figure III.9 La travée sous la charge A(l).

Pour deux voies chargées

On a $A(l) = 8.08 \text{ t/ml}$ **Tableau III.3**

$$R1 = R2 = \frac{(8.08 \times 27)}{2} = 109.08 \text{ t.}$$

III.5 Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles [12].

➤ Définition

On utilise la méthode des lignes d'influence pour calculer les réactions d'appuis sous les charges mobiles suivantes :

La charge Bc.

La charge Bt.

La charge Br.

La charge militaire M c 120.

La charge exceptionnelle convois D 240 t.

➤ Principe de la méthode des lignes d'influence [12]

La méthode des lignes d'influences est utilisée pour déterminer les efforts dans la structure dus aux charges mobiles ou aux charges transitoires. Cette méthode, comme beaucoup d'autres, permet de visualiser et calculer l'effet d'une charge mobile sur une structure au moyen de représentations graphiques.

On s'intéresse à connaître les valeurs extrêmes des efforts engendrés par les charges à différents endroits dans la structure. Ainsi, la position des charges transitoires doit être sélectionnée judicieusement de sorte qu'elles causent des effets maximaux.

Il y'a deux cas de charges pour le calcul des réactions par les lignes d'influences :

Pour les charges concentrées : $R = \sum P_i Y_i$ (**Fig. III.10**).

Pour les charges uniformément réparties : $R = Q \times S$.

Avec

P_i : charge concentré.

Y_i : distance par rapport à la charge appliquée.

Q : charge uniformément répartie.

S : surface du trapèze.

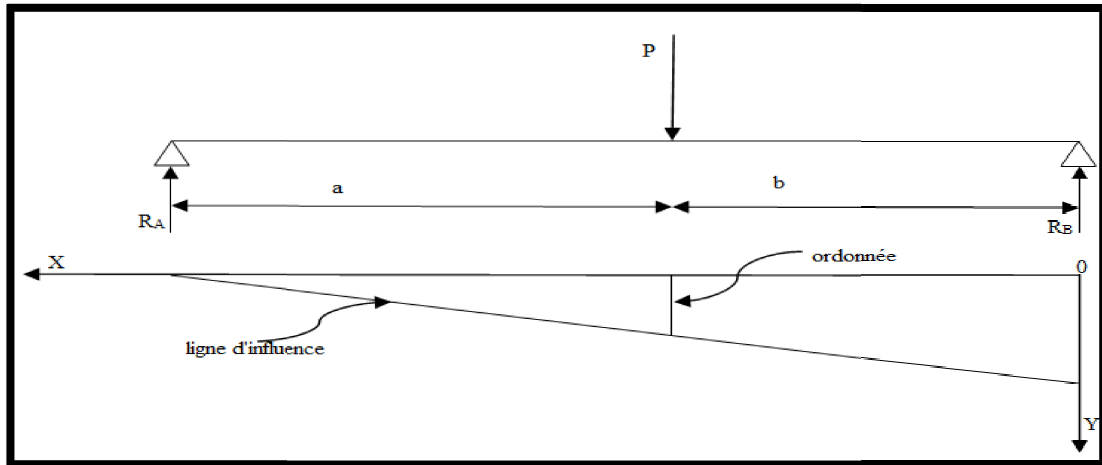


Figure III.10 : Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence [12]

III.5.1 Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge Bc.

En utilisant la méthode de ligne d'influence et le théorème de Tales on trouve les ordonnées suivantes (Fig. III.11) :

$$Y_1 = \frac{27 - 0}{27} = 1$$

$$Y_2 = \frac{27 - 1.5}{27} = 0.945$$

$$Y_3 = \frac{27 - 6}{27} = 0.769$$

$$Y_4 = \frac{27 - 10.5}{27} = 0.596$$

$$Y_5 = \frac{27 - 12}{27} = 0.538$$

$$Y_6 = \frac{27 - 16.5}{27} = 0.365$$

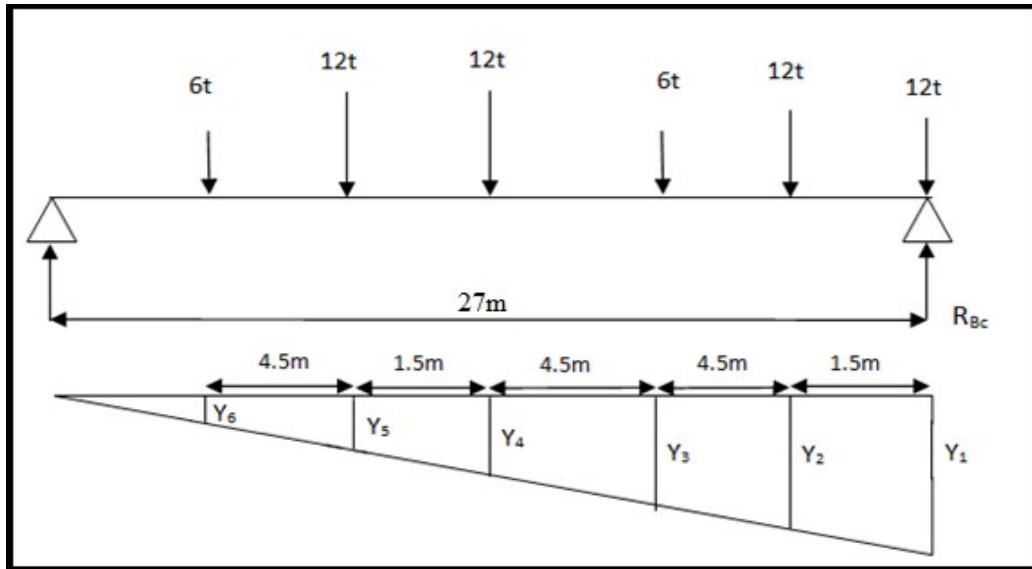


Figure III.11 La travée sous la surcharge bc.

$$R = 12(y_1 + y_2 + y_4 + y_5) + 6(y_3 + y_6)$$

$$R = 12(1 + 0.945 + 0.596 + 0.538) + 6(0.769 + 0.365)$$

$$R = 43.752 \text{ t}$$

➤ **Calcul de la réaction par rapport a 2 voies chargées**

$$RBc = R \times bc \times \delta bc \times V.$$

$$RBc = 43,752 \times 1,1 \times 1,095 \times 2 = 105,39 \text{ t.}$$

III.5.2 Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire Mc120

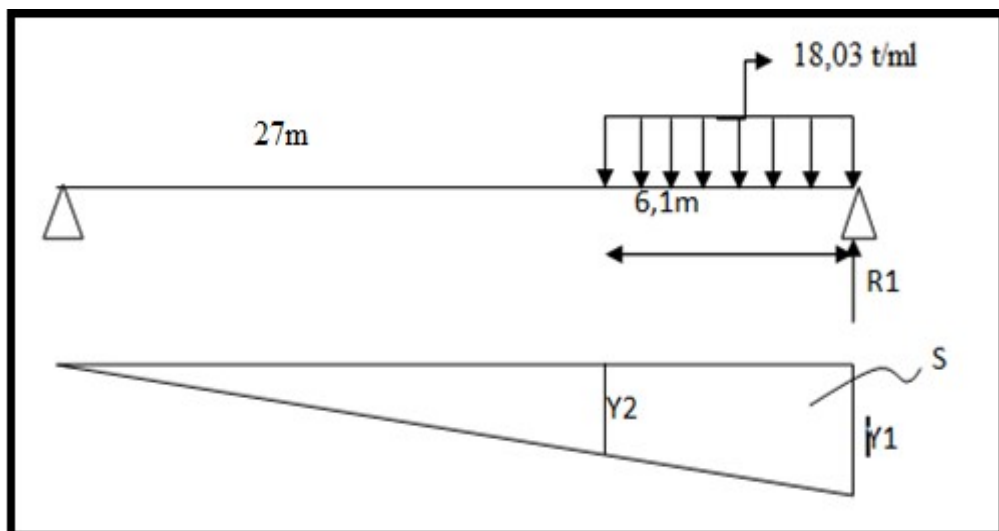


Figure III.12 La travée sous la surcharge Mc120.

$$Q = 110 \text{ t.}$$

$$q = 110/6,10 = 18,03 \text{ t/ml}$$

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{27 - 0}{27} = 1$$

$$Y_2 = \frac{27 - 6.1}{27} = 0.774$$

$$R = q \times S = 18,03 (1+0,774) \times 6,1 / 2 = 97.55 \text{ t.m}$$

$$R_{\max} = \delta_{MC} \times R$$

$$R_{\max} = 1,256 \times 97.55$$

$$R_{\max} = 121.90 \text{ t}$$

III.5.3 Calcul des réactions d'appuis sous la charge MD240

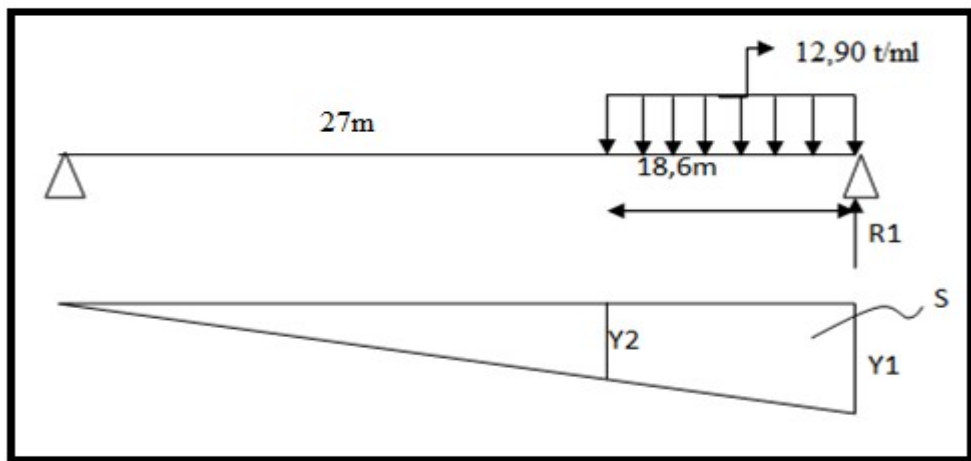


Figure III.13 La travée sous la surcharge MD240. Les ordonnées Y1 et Y2 sont :

$$Y_1 = \frac{27 - 0}{27} = 1$$

$$Y_2 = \frac{27 - 18.6}{27} = 0.311$$

L'aire du trapèze (Fig. III.13) est :

$$S = \frac{(1 + 0.311)18.6}{2} = 12.19 \text{ m}^2$$

La réaction est :

$$R = q \times S = 12.9 \times 12.19$$

$$R_1 = R_{1\max} = 157.29 \text{ t.m}$$

Tableau III.6 Valeur des réactions max sollicitant les deux culées

chargement	Réaction sous la culée (RC1=RC2) (t).
Charge permanente G	282.717
Surcharge A(l)	109.08
Surcharge routière (BC)	105.39
Surcharge militaire (Mc120)	121.90
Surcharge exceptionnelles (D240)	157.29

III.6 Combinaisons de charges

D'après le fascicule 61 titres II [7], les combinaisons à considérer sont données par le tableau III.7.

Tableau III.7 Combinaison des charges. [7]

Etats limites	combinaisons	N° de combinaison
ELU	$1,35G + 1,6(A+S_t)$	1
	$1,35G + 1,6(B_c+S_t)$	2
	$1,35 (G+M_{C120})$	3
	$1,35 (G+M_{D240})$	4
ELS	$G+ 1,2(A+ S_t)$	5
	$G+ 1,2(B_c+ S_t)$	6
	$G+ M_{C120}$	7
	$G+ M_{D240}$	8

Les valeurs des réactions selon les combinaisons considérées pour la culée sont données dans le **tableau III.8**

Tableau III.8 Combinaisons maximales des réactions sous la culée

Etats limites	combinaisons	Réaction sous la culée
ELU	1,35G +1,6(A+St)	556.195
	1,35G +1,6(Bc+St)	550.29
	1,35 (G+MC120)	546.23
	1,35 (G+MD240)	589.62
ELS	G+ 1,2(A+ St)	413.613
	G+ 1,2(Bc+ St)	409.185
	G+ MC120	404.617
	G+ MD240	436.757

Les réactions à retenir sont données par le **tableau III.9**:

Tableau III.9 Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée.

Etat limites	Réaction (tonnes)
	Culée
ELU	589,62
ELS	436,757

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a calculé les charges transmises aux culées en s'appuyant sur l'application des règles du fascicule 61 titre II, Les réactions maximales sollicitant les deux culées sont obtenues avec les combinaisons à l'ELU et à l'ELS respectivement.

Chapitre IV

Etude des appuis – Les culées

IV.1 Introduction

Dans ce présent chapitre on procède à l'étude de la culée et de la pile qui présentent des éléments très important dans la construction du pont, c'est sur ces appuis que repose le tablier l'objectif de ce chapitre est de vérifier la stabilité des appuis et de calculer les réactions transmises par les appuis aux sols de fondation.

IV.2 Etude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

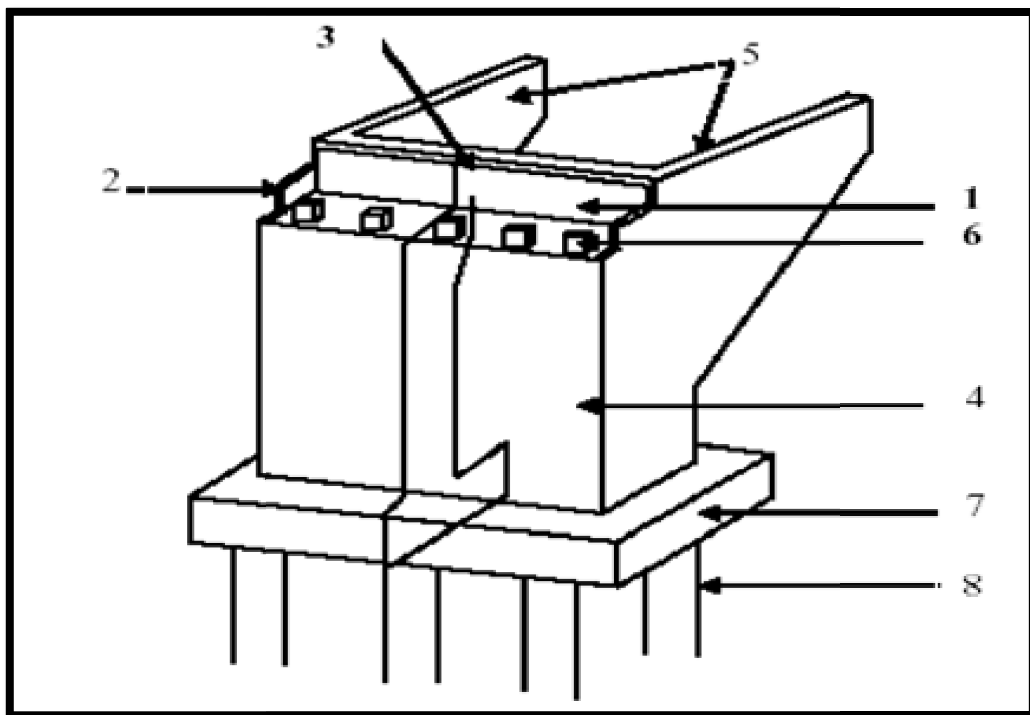


Figure IV.1 Composantes d'une culée.

1. Mur garde grève.
2. Muret cache.
3. Corbeau.
4. Mur de front ou frontal.
5. Mur en retour (mur en aile).
6. Dés d'appui.
7. Semelle.
8. Pieu.

IV.3 dimensions de la culée

Les dimensions sont prises dans le plan du pont.

a- Mur garde grève

Hauteur $H = 1,75\text{m}$.

Epaisseur $e = 0,30\text{m}$.

- Longueur = la largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour) $L = 10,7\text{m}$.

b- Mur de front

- Hauteur : $H = 6\text{ m}$.
- Epaisseur : $E_f = 1,4\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier $= 10,7\text{m}$.

c- La semelle

- Epaisseur : $1,50\text{m}$.
- Largeur : $8,7\text{m}$.
- Longueur : $12,10\text{m}$.

d- Mur en retour

Hauteur de la culée est $H = 7,75\text{m}$.

$L = 10,4 \text{ m}$.

Epaisseur $e = 0,3 \text{ m}$.

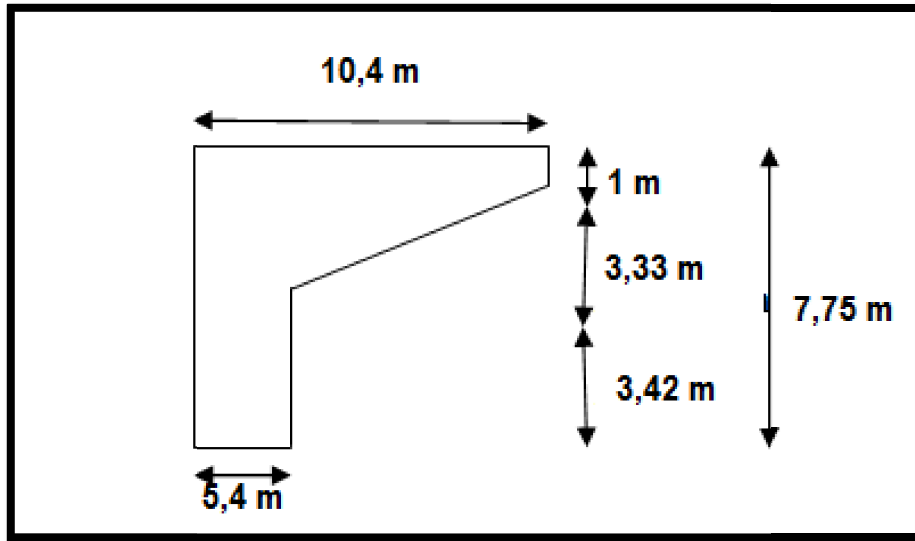


Figure IV.2 Dimensions du mur en retour (l'unité en m).

E- Dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève,

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) $H = 8.05 \text{ m}$.

$L = 4,80 \text{ m}$.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une

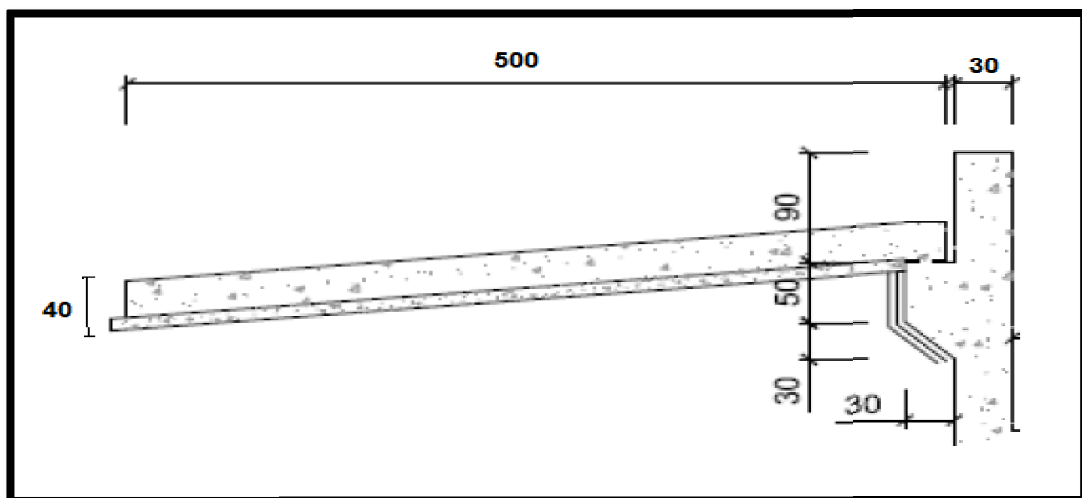


Figure IV.3 Dimensions de la dalle de transition. (unité en cm)

F- Le corbeau

- Hauteur : H1 = 0,3 m.
- Hauteur : H2 = 0.3m.
- Epaisseur : ef = 0,3m.
- Longueur : L = 10,7 m.

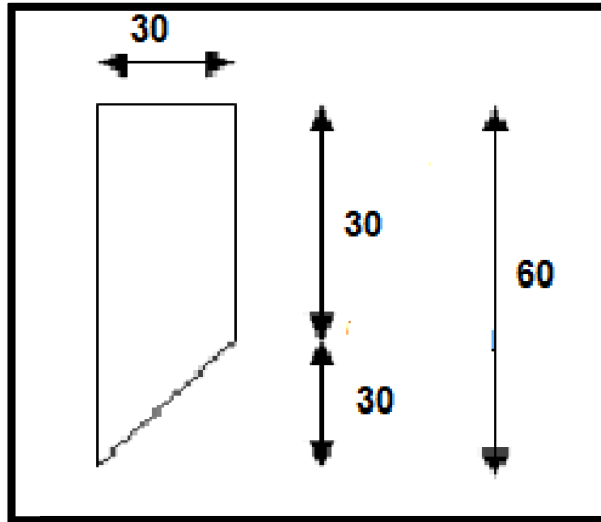


Figure IV.4 Dimensions du corbeau.(unité en cm)

IV.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée

IV.4.1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée

- **Poids propre du mur garde-grève**

$$P_{gg} = \gamma_b \times e \times H \times L. (IV.1)$$

Tel que : γ_b poids volumique du béton ($\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$).

$$P_{gg} = 2,5 \times 0,3 \times 1,75 \times 10,7 = 14,04 \text{ t.}$$

- **Poids propre du mur frontal**

$$P_f = \gamma_b \times e \times H \times L. (IV.2)$$

$$P_f = 2,5 \times 1,4 \times 10,7 \times 6 = 224,7 \text{ t.}$$

- **Poids propre du mur en retour**

$$P_r = \gamma_b \times e \times S. (IV.3)$$

Tel que S: surface de mur en retour.

$$S = S1 + S2 + S3.$$

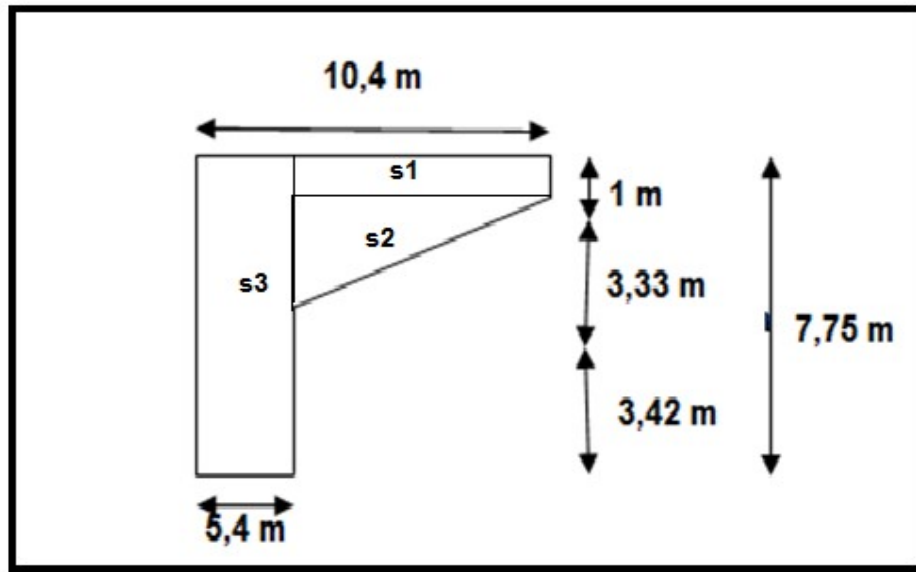


Figure IV.5 Répartition des surfaces du mur en retour.

$$S1 = 1 \times 5 = 5 \text{ m}^2$$

$$S2 = (5 \times 3,33) / 2 = 8,325 \text{ m}^2$$

$$S3 = 7,82 \times 5,4 = 42,228 \text{ m}^2$$

$$S = 55,55 \text{ m}^2$$

$$Pr = 2,5 \times 0,3 \times 55,55 = 41,66 \text{ t.}$$

$$Pr = 41,66 \text{ t.}$$

Poids des deux murs retour est

$$Pr = 41,66 \times 2 = 83,32 \text{ t.}$$

➤ **Poids de la semelle**

$$P_{\text{semelle}} = \gamma b \times e \times l \times L. \text{ (IV.4)}$$

$$P_{\text{semelle}} = 2,5 \times 1,50 \times 8,7 \times 12,10 = 394,76 \text{ t.}$$

➤ **Poids de la dalle de transition**

$$P_{\text{ddt}} = \gamma b \times e \times l \times L \tag{IV.5}$$

$$P_{\text{ddt}} = 2,5 \times 0,4 \times 5 \times 10,7.$$

$$P_{\text{ddt}} = 53,5 \text{ t.}$$

➤ **Poids du corbeau**

$$P_c = \gamma_b \times L \times S. \tag{IV.6}$$

$$S = (h_1 \times e_f) + (h_2 \times e_f)/2.$$

$$S = (0,3 \times 0,3) + \frac{0,3 \times 0,3}{2} = 0,135 \text{ m}^2$$

$$P_c = 2,5 \times 10,7 \times 0,135 = 3,6 \text{ t.}$$

➤ **Poids des terres**

a) Sur la dalle de transition

$$P = \gamma \times h \times L_x \times L_y. \text{ (Formule générale)} \tag{IV.7}$$

γ : Poids volumique de remblai ($\gamma=1,8\text{t/m}^3$).

$L_x = 5$ (largeur de la dalle de transition).

$L_y = 10,7$ (longueur de la dalle de transition).

H: la hauteur du remblai sur la dalle de transition.

$$P = 1,8 \times 1 \times 5 \times 10,7 = 96,3 \text{ t.}$$

$$P = 96,3 \text{ t.}$$

b) Sur la semelle

$$P = \gamma \times h \times L_x \times L_y.$$

$L_x = 6$ (largeur de la semelle à droite du mur frontal).

$L_y = 12.10$ (longueur de la semelle au-dessous de remblai).

H: la hauteur du remblai sur la semelle

$$H = 9.25$$

$$P = 1,8 \times 7.75 \times 5.5 \times 12.10$$

$$P_{\text{Tot des terres}} = 928.37 + 96.3$$

$$P_{\text{Tot de terres}} = 1024.67 \text{ t}$$

➤ Poids de la culée

$$P_{\text{culée}} = \sum p = P_{\text{gg}} + P_{\text{mf}} + P_{\text{mr}} + P_{\text{semelle}} + P_{\text{dtr}} + P_c + P_{\text{t des terres}}$$

$$P_{\text{culée}} = 14.04 + 224.7 + 83.32 + 394.76 + 53.5 + 3.6 + 1024.67$$

$$P_{\text{culée}} = 1765.77t$$

IV.5 Détermination des paramètres K_{Ay}^E , K_{py}^E et μ^o pris en compte dans le cas d'un séisme

Selon le RPOA (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art version 2008) la poussée dynamique des terres est calculée par toutes les méthodes scientifiques validées A défaut la méthode de MONOBE-OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée On négligera, en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'aval du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques δ_h, δ_v ,

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau IV.1 coefficients d'accélération de zone A.[12]

Group de Pont	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1	0,15	0,25	0,30	-
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

El Eulma est classée selon le RPOA dans la classe de zone sismique IIa, est le groupe de notre pont est 2, alors le coefficient A=0.20.

Sous séisme la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statique et dynamique de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et la pour valeur

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \text{ (IV.8)}$$

➤ Le coefficient de poussée sismique est donné par :

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos\mu \cdot \cos^2\lambda \cdot \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (\text{IV.9})$$

En cas de butée limite, la force de butée sismique $F_{p\gamma}^E$ due au poids des terres est donnée par :

$$F_{p\gamma}^E = \frac{1}{2} K_{p\gamma}^E (1 + \delta_V) \gamma H^2 \quad (\text{IV.10})$$

➤ Le coefficient de butée sismique est donné par :

$$K_{p\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu + \lambda)}{\cos\mu \cdot \cos^2\lambda \cdot \cos(\delta - \lambda + \mu) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu + \beta)}{\cos(\delta - \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec

$\Phi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$: Inclinaison de la surface de remblai par rapport à un plan horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai culée (lisse).

$\lambda = 0$: Inclinaison de culée avec à la verticale.

$$\text{tg } \mu = \frac{\delta_h}{1 \pm \delta_V} \quad (\text{IV.12})$$

$$\mu = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\delta_h}{1 \pm \delta_V} \right) \quad (\text{IV.13})$$

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu)}{\cos^2\mu \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \mu)}{\cos\mu}} \right]^2} \quad (\text{IV.14})$$

Selon le **RPOA** on a

$$\delta_h = 0.2$$

$$\delta_V = 0.3 * 0.2 = 0.06$$

On a fait les calculs sur les quatre cas favorable de séismes correspondant à :

- 1^{ere} cas : normal sans séisme : $\delta_h = \delta_V = 0$
- 2^{eme} cas : cas de séisme horizontal + vertical ver le bas : $\delta_h = 0.2$; $\delta_V = 0.06$
- 3^{ere} cas : cas de séisme horizontal : $\delta_h = 0.2$; $\delta_V = 0$
- 4^{ere} cas : cas de séisme horizontal – vertical : $\delta_h = 0.2$; $\delta_V = - 0.06$

Quand on applique ces formules dans notre cas on trouve les valeurs dans le tableau IV.2.

Tableau IV 2 valeurs de paramètres K_{Ay}^E

Action du séisme	Notation	δ_h	δ_v	μ°	K_{Ay}^E	$K_{Ay}^E(1+\delta_v)$
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	0	0,374	0,374
Horizontal+ Vertical	Cas N°2	0,2	0,06	10.68	0.513	0.543
Horizontal	Cas N°3	0,2	0	11.31	0,522	0,522
horizontal - Vertical	Cas N°4	0,2	-0,06	12.01	0,536	0,503

IV.6 Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève et le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant :

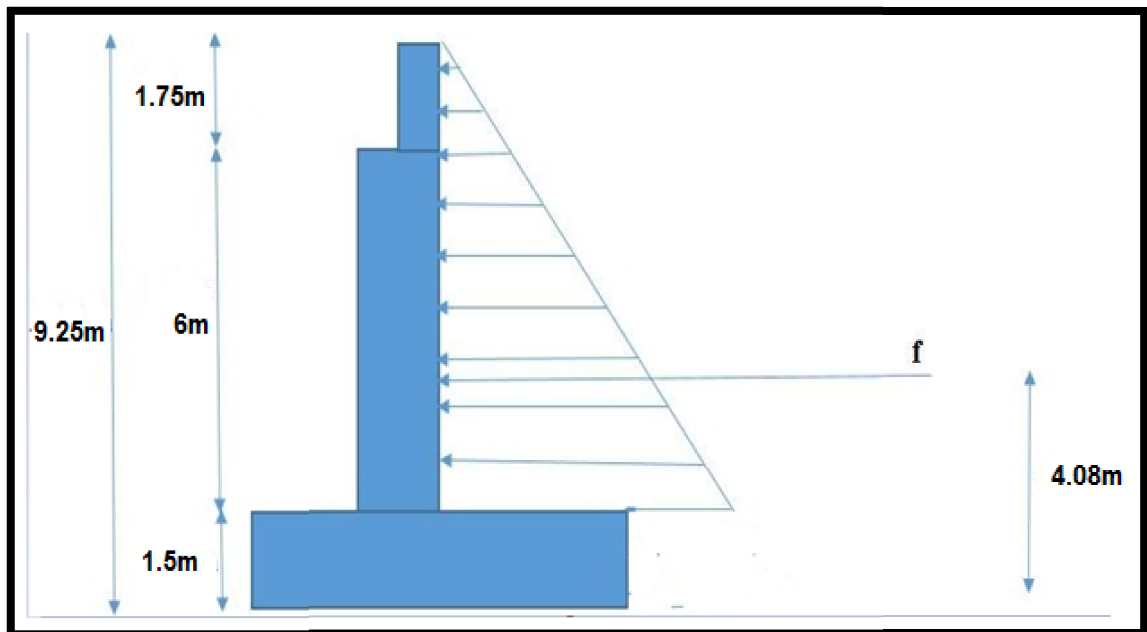


Figure IV.6 Poussé des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle).

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule :

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \text{ (IV.15)}$$

K_{Ay}^E : Coefficient de poussée des terres

γ : Poids volumique de remblai ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$)

IV.6.1 La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \text{ (IV.16)}$$

Avec

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2$$

$$H = 1,75 + 6 = 7.75 \text{ m applique a } 1.5 + \frac{H}{3} = 4.08 \text{ m}$$

IV.6.2 Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normales et sismiques)

Dans cette partie on va calculer efforts horizontaux agissant sur la culée. Les calculs sont résumés dans le tableau IV.3 et tableau IV.4

Tableau. IV 3 Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).

Désignation	H(m)	L(m)	Condition Sismique	Application numérique	Fp (t)
Mur garde En grève + mur frontal	7.75	10.7	Cas n°1	$0.5 \times 1.8 \times 0.374 \times 7.75^2 \times 10.7$	216.32
			Cas n°2	$0.5 \times 1.8 \times 0,513 \times 7.75^2 \times 10.7$	296.72
			Cas n°3	$0.5 \times 1.8 \times 0,522 \times 7.75^2 \times 10.7$	301.92
			Cas n°4	$0.5 \times 1.8 \times 0,536 \times 7.75^2 \times 10.7$	310.02

F_p : Poussée des terres.

H : hauteur total du (Mur garde +mur frontal).

IV.6.3 Calcul de la poussée des surcharges de remblai

En vue de justification des éléments ou structures susceptibles d’être soumis à des efforts de la part des remblais d’accès aux ponts, on considère que ces remblais sont susceptibles de recevoir une charge d’une tonne par mètre carré. ($q=1\text{t/m}^2$).

En outre il est noté que ce remblais est un sable sec compactée ayant un poids volumique $\gamma= 1.8 \text{ t/m}^3$ et un angle de frottement $\phi = 30^\circ$.

La valeur de la poussée des surcharges sera déterminée par la formule suivante :

$$F_q^E = K_q^E q \frac{H}{\cos \lambda} \rightarrow F_q^E = K_q^E q H \quad (\text{IV.17})$$

$$K_q^E \approx K_{A\gamma}^E \frac{\cos^2 \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + \delta_v) \rightarrow K_q^E \approx K_{A\gamma}^E (1 + \delta_v) \quad (\text{IV.18})$$

$$P = K_{A\gamma}^E \times q$$

$$F_q = K_{A\gamma}^E \times q \times H \quad (\text{IV.19})$$

$K_{A\gamma}^E$: Coefficient de poussée des terres.

H : hauteur de la culée.

F_a : est appliqué à $(1.5 + H/2 = 1.5 + 7.75/2 = 5.375\text{m})$

$$F_q = K_{A\gamma}^E \times q \times h \times L$$

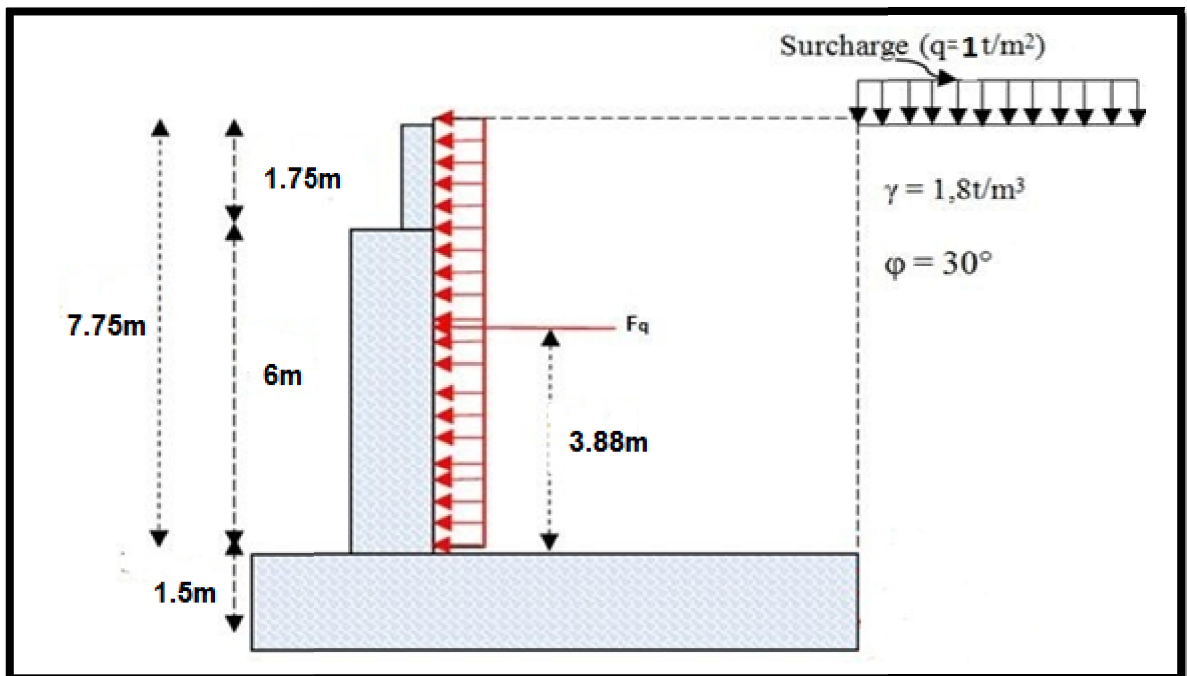


Figure IV.7 Poussée des terres due aux surcharges de remblais.

Tableau IV.4 Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai.

Désignation	H(m)	L(m)	Condition Sismique	Application numérique	Fp (t)
Mur garde En grève + mur frontal	7.75	10.7	Cas n°1	1 x 7.75 x 0.374 x 10.7	31.01
			Cas n°2	1 x 7.75 x 0.513 x 10.7	42.54
			Cas n°3	1 x 7.75 x 0,522 x 10.7	43.28
			Cas n°4	1 x 7.75 x 0.536 x 10.7	44.44

IV.7 Evaluation des moments stabilisants et renversants sur la culée

Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au coin inferieur gauche de la semelle, soit le point O (Fig. IV.8). Le bilan des moments est :

M_s : moment stabilisant dû aux charges verticales.

$M_s = \text{efforts verticaux} \times \text{bras de levier horizontale.}$

M_r : moment renversant due aux charges horizontales.

$M_r = \text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical}$

$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$: Poids volumique de béton.

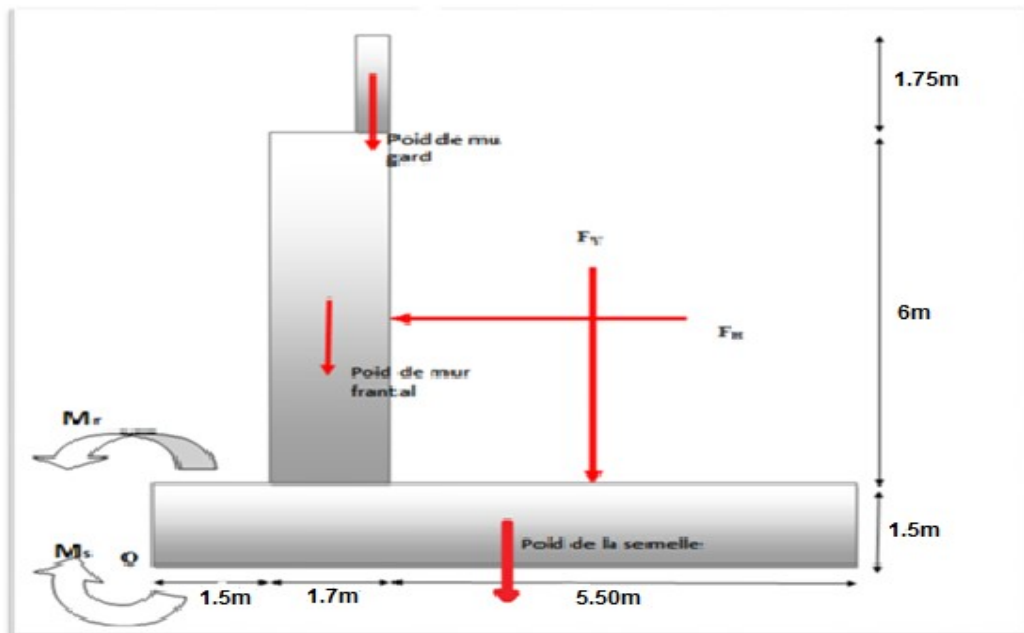


Figure. IV.8 Représentation des forces et Moments agissant sur la culée

V.7.1 Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanentes

Dans cette partie on va calculer les moments stabilisants dus aux charges permanentes de la culée

Tableau IV. 5 Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.

Désignation	P(t)	Efforts verticaux (1±δ _v).P(t)	Bras de levier Horizontal (m)	Ms(t. m)
Mur garde grève	18.42	Cas1=18.42	3.05	Cas1=56.18
		Cas2=19.52		Cas2=68.32
		Cas3=18.42		Cas3=56.18
		Cas4=17.31		Cas4=52.79
Poids du mur frontal	224.7	Cas1=224.7	2.35	Cas1=528.05
		Cas2=238.18		Cas2=559.72
		Cas3=224.7		Cas3=528.05
		Cas4=211.22		Cas4=496.37
Poids de la Semelle	394.76	Cas1=394.76	4,35	Cas1=1717.21
		Cas2=418.45		Cas2=1820.26
		Cas3=394.76		Cas3=1717.21
		Cas4=371.07		Cas4=1614.15
Poids des terres Sur la dalle de transition	928.37	Cas1=928.37	5.95	Cas1=5523.8
		Cas2=984.07		Cas2=5855.2
		Cas3=928.37		Cas3=5523.8
		Cas4=872.66		Cas4=5192.3

IV.7.2 Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres

Dans cette partie on va calculer les moments renversants dus aux poussées des terres agissant sur la culée. Les calculs sont résumés dans le tableau IV.6

Tableau IV.6 Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres.

Sollicitation	Efforts horizontal p(t/ml)	Bras de levier vertical (m)	Mr(t. m)
La poussée des terres le remplie sur (Mur garde En grève + mur frontal) F_{Ay}^E	Cas1=216.32	4.08	Cas1=882.58
	Cas2=296.72		Cas2=1210.61
	Cas3=301.92		Cas3=1231.83
	Cas4=310.02		Cas4=1264.88

IV.7.3 Valeurs des moments renversant dues aux surcharges de remblais

Dans cette partie on va calculer les moments renversant dus aux surcharges de remblais sur la culée. Les calculs sont résumés dans le tableau IV.7

Tableau IV.7 Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.

Désignation	Efforts horizontal p(t/ml)	Bras de levier vertical (m)	Mr(t. m)
La poussée due la surcharge sur terres F_q^E	Cas1=31.01	5.375	Cas1=166.67
	Cas2=42.54		Cas2=228.65
	Cas3=43.28		Cas3=232.63
	Cas4=44.44		Cas4=238.86

IV.7.4 Vérification de la stabilité

Dans le tableau IV.8 on va calculer la somme de moment renversant due aux charges horizontales et le moment stabilisant dû aux charges verticales et la somme des forces verticales et horizontales.

Tableau IV.8 Résultats des sollicitations sur la culée.

Cas sismique	ΣFH	$V = \Sigma FV$	ΣM_s (t.m)	ΣM_r (t.m)
Cas n°1	247.33	1596.25	7825.24	1049.25
Cas n°2	339.26	1660.22	8303.5	1439.26
Cas n°3	345.2	1596.25	7825.24	1464.46
Cas n°4	354.46	1472.26	7355.61	1503.74

IV.7.4.1 Vérification au renversement

Pour que la culée ne se renverse pas sous les effets de moments il faut vérifier les formules suivantes :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \text{ pour le cas normal(IV.20)}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.3 \text{ pour le cas sismique(IV.21)}$$

Tableau IV.9 Vérification au renversement.

	M _s (t.m)	M _r (t.m)	M _s /M _r	Facteur de sécurité	Etat
Cas 1	7825.24	1049.25	7.45	1,5	Vérifié
Cas 2	8303.5	1439.26	5.76	1,3	Vérifié
Cas 3	7825.24	1464.46	5.34	1,3	Vérifié
Cas 4	7355.61	1503.74	4.89	1,3	Vérifié

IV.7.4.2 Vérification au glissement

Pour que la culée ne glisse pas sous les effets d’efforts horizontaux, il faut vérifier la formule suivante :

$$F_s = \frac{\mu \times \sum FV}{\sum FH} \geq 1.5 \text{ pour le cas normal.(IV.22)}$$

$$F_s = \frac{\mu \times \sum FV}{\sum FH} \geq 1.3 \text{ pour le cas sismique(IV.23)}$$

F_s : coefficient de sécurité

μ: coefficient de frottement sol/semelle de la culée, il dépend de la nature du sol. Il sera pris égal à 0.35 d’après (Cheng Liu). Le tableau IV.10 résume le calcul du facteur de sécurité pour les différents de charge.

Tableau IV.10 Vérification au glissement.

	Σ H	Σ V	F _s	Facteur de sécurité	Etat
Cas 1	247.33	1596.25	2.25	1,5	Vérifié
Cas 2	339.26	1660.22	1.71	1,3	Vérifié
Cas 3	345.2	1596.25	1.62	1,3	Vérifié
Cas 4	354.46	1472.26	1.45	1,3	Vérifié

IV.7.4.3 Vérification de sol de fondation

Le sol sous la fondation doit subir uniquement des contraintes de compression sur toute la surface de fondation. Cette condition sera vérifiée lorsque la charge appliquée à la fondation se situe dans le tiers central de cette fondation, soit :

$$e < B/6$$

e : excentricité de la charge par rapport au centre de la fondation

B : largeur de la fondation

Calcul de l'excentricité e :

$$e = \frac{B}{2} - a$$

a : excentricité de la charge par rapport au coin inférieur gauche O

$$a = \frac{\sum M_y}{\sum F_v}$$

$$a = \frac{8303.5}{1660.22}$$

$a = 5.001$ et par suite

$$e = -0.65$$

$e < \frac{B}{6} = 1.45$ C'est vérifié, le sol sous la fondation ne subit pas de traction

IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre on a vérifié les deux conditions de stabilité au glissement et au renversement de la culée, les calculs ont montré que ces derniers sont vérifiés pour les cas statiques et dynamiques, donc la stabilité de la culée est assurée.

Chapitre V

Calcul Des Fondations

V.1 Introduction

Ce chapitre présente une étude des fondations d'un pont et qui portera leur choix et leurs dimensionnements. La méthodologie d'étude consiste à passer en revue les types de fondations existantes et d'en choisir le plus techniquement fiable et qui propose en outre une compétitivité économique intéressante. La satisfaction de ce double objectif est basée sur la considération des normes et règles en vigueur. On s'appuiera ainsi dans toute l'étude, sur les textes qui traitent des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil communément appelé Fascicule 62 Titre V.

V.2 Les différents types de fondations

Le type de fondation

- Fondation superficielle.
- Fondation semi-profonde.
- Fondation profonde.

Le choix de l'une ou de l'autre dépend directement de la nature du terrain et de l'importance de l'ouvrage.

V.2.1 Fondations superficielles

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des couches de sols proches de la surface, c'est-à-dire capables de reprendre les charges en entraînant un tassement minimum. Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise".

V.2.2 Fondations profondes

Lorsque les couches résistantes du sol se trouvent à une grande profondeur ($D/B > 10$), les fondations doivent être profondes. Elles permettent de reporter les charges au-delà des couches de surface non résistantes, en sollicitant des formations plus profondes. Elles peuvent être ponctuelles (puits) ou élancées (pieu) ou linéaire (parois).

Les sollicitations qui s'exercent sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations statiques ou dynamiques, dues à l'ouvrage supporté.
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (frottement négatif, poussée horizontale des terres, séisme...etc.)

Ces sollicitations sont équilibrées par

- Le frottement latéral Q_f dans les couches traversées.
- L'effort de pointe Q_p s'exerçant sous la base de la fondation

V.3 Vérification des fondations superficielles

La semelle est rectangulaire de dimensions ($B=6m$, $L=12.10m$).

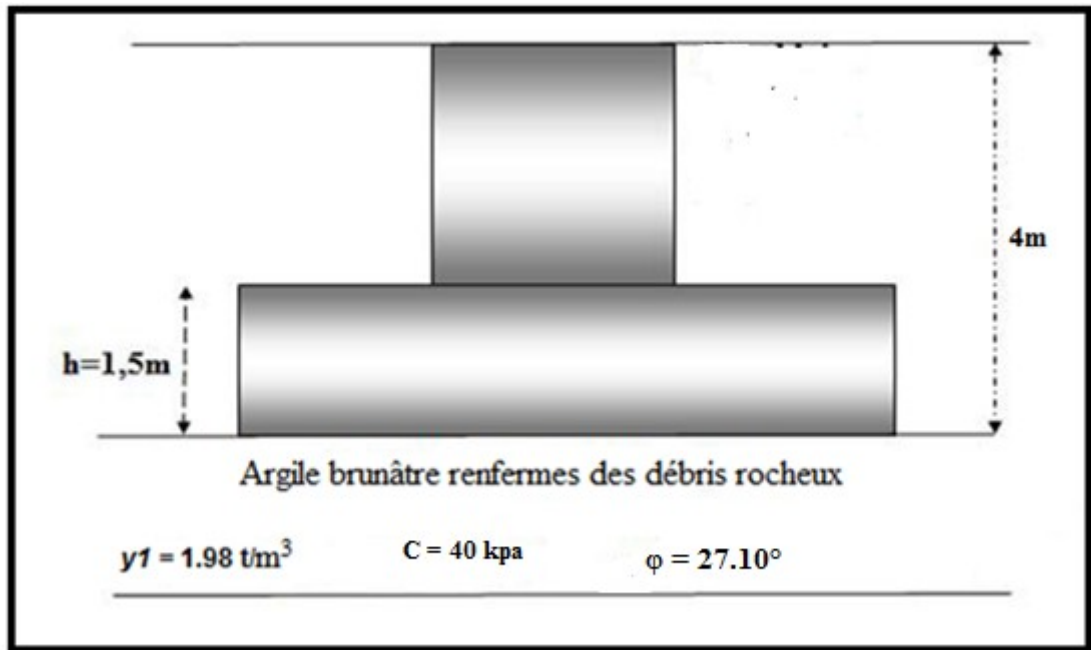


Figure V.1 Caractéristiques des différentes couches de sol.

V.3.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire

D'après l'essai de laboratoire on va calculer la capacité portante

P : désigne le périmètre du pieu

D = fiche de fondation

$$Q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + S_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + S_c \cdot C \cdot N_c \quad (V.1)$$

Avec:

q_u : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

γ_2 : Poids volumique du remblai.

B : largeur de la semelle.

S_q, S_c et S_γ : Des coefficients que dépendent de la forme de fondation

N_c, N_q et N_γ : Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement

interne du sol sous la base de la fondation.

C : cohésion du sol sous la base de la fondation

Détermination des coefficients de forme

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes :

$$S_\gamma = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \quad (\text{V.2})$$

$$S_c = 1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L} \quad (\text{V.3})$$

$$S_q = 1.$$

Pour B=6m et L=10m

$$S_\gamma = 1.12 \text{ et } S_c = 0.88$$

Détermination des facteurs de portance:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times e^{\pi \tan \varphi} \quad (\text{V.4})$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi} \quad (\text{V.5})$$

Pour $\varphi = 27.10^\circ$

$$N_q = 13.34 \quad \text{et} \quad N_c = 24.12 \quad \text{et} \quad N_\gamma = 14.62$$

❖ **Calcul du terme de surcharge q.Nq.Sq**

$$q \cdot N_q \cdot S_q = \gamma_{\text{sat}} \times h \times N_q \times S_q$$

$$q \cdot N_q \cdot S_q = 1,98 \times 4 \times 13.34 \times 1$$

$$q \cdot N_q \cdot S_q = 105.65 \text{ t/m}^2$$

❖ **Calcul du terme de cohésion C.NC .SC**

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 4 \times 24.12 \times 0,88$$

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 84.90 \text{ t/m}^2.$$

❖ **Calcul du terme de surface $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$**

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = \frac{1}{2} \times 1.98 \times 6 \times 14.62 \times 1.12$$

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 97.26 \text{ t/m}^2$$

La capacité portante du sol est

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q$$

$$q_u = 287.81 \text{ t/m}^2$$

V.3.2 Calcul de la contrainte admissible du sol [8]

$$q_{adm} = 1/\gamma_q \cdot (q_u - q_0) + q_0$$

$$q_0 = \gamma \times D$$

q_{adm} : la contrainte admissible.

q_u : la contrainte ultime de rupture du sol.

γ_q : coefficient de sécurité (à l'ELU $\gamma_q=2$; à l'ELS $\gamma_q=3$).

Pour $\gamma = 1.98 \text{ t/m}^2$ et $D = 4\text{m}$

$$q_0 = 7.92 \text{ t/m}^2$$

à l'ELU : $q_{adm} = 1/2 \times (287.81 - 7.92) + 7.92 = 147.86 \text{ t/m}^2$.

$q_{adm} = 14.78$ bars.

à l'ELS $q_{adm} = 1/3 \times (287.81 - 7.92) + 7.92 = 101.2 \text{ t/m}^2$.

$q_{adm} = 10.12$ bars.

V.3.3 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométriques

La contrainte admissible est définie par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0 \text{ (V.6)}$$

q_0 : Contrainte verticale au niveau de la base de la fondation.

P_{le}^* : Pression limite nette

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

k_p : Facteur de portance

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times \dots \times p_{ln}^*} \text{ (V.7)}$$

On ne tient compte que des valeurs de pression limite nette P_l^* comprise entre $D = 4\text{m}$ et $(D+1,5B) = 13\text{m}$.

Les valeurs des pressions limites nettes P_l^* du sondage pressiométrique sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau V.1 Valeurs pressiométrique[7].

Profondeur (m)	Pression limite PI (bars)	P0 (bars)	PI*=PI-P0 (bars)
2	5.54	0.396	5.144
4	7.17	0.792	6.378
6	22.67	1.188	21.48
8	25.99	1.584	24.41
10	19.82	1.98	17.84
12	34.32	2.376	31.84
14	24.01	2.772	21.238
16	28	3.68	24.32

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times \dots \times p_{ln}^*}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[5]{6.378 \times 21.48 \times 24.41 \times 17.84 \times 31.84}$$

$$P_{le}^* = 18.02 \text{ bar}$$

Calcul de la hauteur d’encastrement équivalente De

La hauteur d’encastrement équivalent est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont mauvaises.

De est donnée par l’expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz \text{ (V.8)}$$

$$D_e = \frac{1}{18.02} [(5.144 + 5.144 + 6.378)]$$

$$D_e = 0.92 \text{ m}$$

➤ **Calcul du facteur de portance Kp**

Pour calculer le facteur de portance, on doit trouver la classe du sol selon le (Tableau.2) qui définit les catégories conventionnelles de sol.

Tableau V.2 Définition des catégories conventionnelles de sol

Classe de sol		PMT Marges de Pl (MPa)	CPT Marges de qc (MPa)	
Argile, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7	< 3.0
	B	Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sables, Graves	A	Lâches	< 0.5	< 5
	B	Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C	Compacts	> 2.5	> 20.0
Craies	A	Mollets	< 0.7	< 5
	B	Altérés	1.0 à 2.5	> 5
	C	Compacts	> 3.0	2
Marnes, Marino	A	Tendres	1.5 à 4.0	2
calcaires	B	Compacts	> 4.5	2

Les valeurs du coefficient de portance sont données par les expressions (**Tableau V.3**), en fonction de la catégorie du sol, des rapports B/L et D_e/B.

Tableau V.3 Les valeurs de K_p . [3]

Type de sol	Expression de k_p
Argile A	$0,8 \times [1 + 0,25(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Argile et limon B	$0,8 \times [1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Argile C	$0,8 \times [1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Sable A	$0,8 \times [1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Sable et grave B	$0,8 \times [1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Sable et grave C	$0,8 \times [1 + 0,8(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Craies B et C	$0,8 \times [1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Marne calcaires, roche altérée	$0,8 \times [1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$

On a $P_L > 2$ MPa donc le sol d'assise est une Argile très ferme à dure

On calcule K_p pour la classe C

$$K_p = 0,8 \times [1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$$

Avec $B = 6$ m ; $L = 12,10$ m et $D_e = 0,92$ m

$$K_p = 0,85$$

Donc la capacité portante du sol est:

$$\text{A l'ELU } q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{I_e}^* + q_0 \text{ (V.9)}$$

$$q_{adm} = \frac{0,85}{2} \times 18,02 + 0,792$$

$$q_{adm} = 8,45 \text{ bar}$$

$$\text{A l'ELS } q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times Pl_e^* + q_0$$

$$q_{adm} = \frac{0.85}{3} \times 18.02 + 0.792$$

$$q_{adm} = 5.89 \text{ bar}$$

Donc la contrainte admissible la plus défavorable à partir des deux méthodes (Terzaghi et pressiométrique) est

$$\text{A l'ELU : } q_{adm(ELU)} = \min(14.78 ; 8.45) = 8.45 \text{ bar}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{adm(ELS)} = \min(10.12 ; 5.89) = 5.89 \text{ bar}$$

Calcul de la Contrainte appliquée sur la fondation

$$Q_{cal} = \frac{Q}{B \times L} + \gamma_b \times D \text{ (V.10)}$$

$$Q_{cal} = \frac{1596.25 + 589.62}{6 \times 10} + 2.5 \times 4$$

$$Q_{cal} = 46.43 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{cal} = 4.64 \text{ bar.}$$

$$Q_{cal} = 4.64 \text{ bar} < q_{adm(ELS)} = 5.89 \text{ bar } \textit{c'est vérifier}$$

V.3.4 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique

Le tassement de la semelle s'écrit:

$$s = s_c + s_d \text{ (V.11)}$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9EM_s} (q - q_0) B \cdot \lambda_c \text{ (V.12)}$$

$$S_d = \frac{2}{9EM_d} (q - q_0) B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha \text{ (V.13)}$$

S_d : Tassement dévia torique.

S_c : Tassement sphérique.

q : contrainte effective appliquée par la semelle $q=4.64 \text{ bar}$

B_0 : largeur de référence = 0.6 m,

α : Coefficient rhéologique du sol donné par le **tableau V.5**

λ_c, λ_d : Sont des coefficients de forme, fonction du rapport L/B donné par le **tableau V.4**

q_0 : Contrainte effective verticale à la base de la fondation.

$$q_0 = \gamma \cdot D = 1.98 \times 4 = 7.92 \text{ t/m}^2 = 0.792 \text{ bars.}$$

E_{mc} et E_{md} sont des modules équivalents donnés par des formules

Tableau V.4 Valeurs du coefficient de forme λ_c et λ_d [3]

L/B	Cercle	1	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

$$\text{On a : } \frac{L}{B} = \frac{10}{6} = 1.66 \approx 2$$

$$\lambda_c = 1.20$$

$$\lambda_d = 1.53$$

Tableau V.5 Valeur du coefficient α selon Ménard[3].

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_M/Pl	α	E_M/Pl	α	E_M/Pl	α	E_M/Pl	α	E_M/Pl	α
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

$$\frac{EM_2}{Pl_2} = 19.34 > 16$$

$$\text{Donc : } \alpha = 1$$

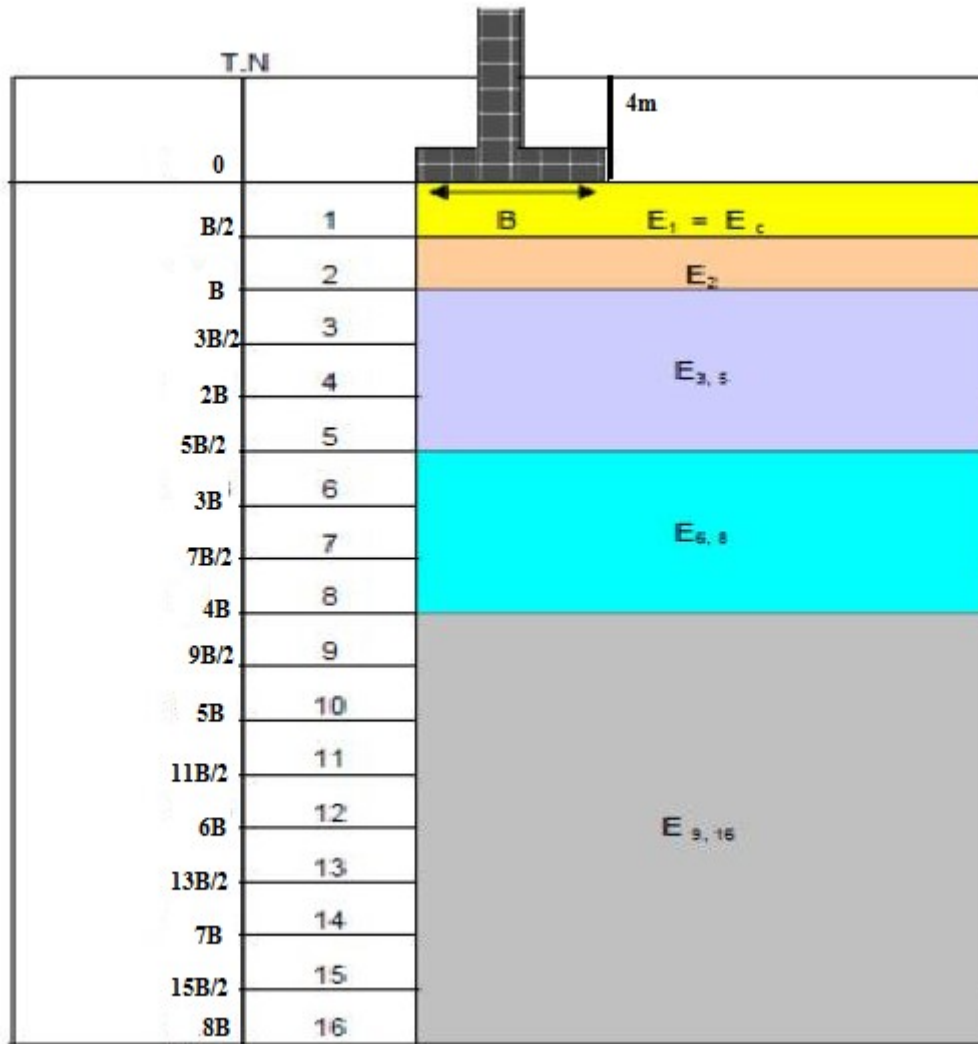


Figure V.2 Découpage du sol d'assise en tranches pour le calcul des tassements par la méthode pressiométrique[13].

Tableau V.6 les Valeur de E_M

Profonde (m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
E_M (Mpa)	7.08	13.87	27.5	74.78	74.09	106.26	12.1	61.18	61.5	117.9

E_c et E_d sont donnés par les formules:

$$E_{ms} = E_1$$

$$\frac{3.6}{E_{Md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.25E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \quad (V.14)$$

$$\frac{3}{E_1} = \frac{1}{7.08} + \frac{1}{13.87} + \frac{1}{27.5}$$

$$E_1 = 12.02MPa$$

$$\frac{2}{E_2} = \frac{1}{74.78} + \frac{1}{74.09}$$

$$E_2 = 74.43 \text{ MPa}$$

$$\frac{2}{E_3} = \frac{1}{74.09} + \frac{1}{106.26}$$

$$E_3 = 87.43 \text{ MPa}$$

$$\frac{2}{E_4} = \frac{1}{12.1} + \frac{1}{61.18}$$

$$E_4 = 20.21 \text{ MPa}$$

$$\frac{2}{E_5} = \frac{1}{61.18} + \frac{1}{61.57}$$

$$E_5 = 61.37 \text{ MPa}$$

$$E_6 = 117.9 \text{ MPa}$$

$$\frac{3}{E_{3-5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{3-5}} = \frac{1}{87.43} + \frac{1}{20.21} + \frac{1}{61.37}$$

$$E_{3-5} = 38.85 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{E_{6-8}} = 1/117.91$$

$$E_{6-8} = 117.91 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.6}{E_{Md}} = \frac{1}{12.02} + \frac{1}{0.25 \times 74.43} + \frac{1}{38.85} + \frac{1}{2.5 \times 117.91}$$

$$E_{Md} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$S_C = \frac{\alpha}{9EM_S} (q - q_0) B \cdot \lambda_c \text{ (V.15)}$$

$$S_C = \frac{1}{9 \times 1202} (46.4 - 7.92) 6 \times 1.2$$

$$S_C = 25.61 \text{ mm.}$$

$$S_d = \frac{2}{9EM_d} (q - q_0) B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha \text{ (V.16)}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times 2167} (46.4 - 7.92) 0.6 \left[1.53 \times \frac{6}{0.6} \right]^1$$

$$S_d = 36.22 \text{ mm.}$$

$$S = S_c + S_d$$

$$S = 25.61 + 36.22$$

$S = 61.83 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$. La condition n'est pas vérifiée.

On passe alors aux fondations profondes

V.4 Dimensionnement et vérification des fondations profondes

V.4.1 Calcul de la capacité portante d'une fondation profonde à partir des essais pressiométriques PMT

La réalisation des fondations sur le chantier est basée essentiellement sur les pieux forés grâce à leur facilité de réalisation qui donne des meilleurs résultats sur le plan de résistance aux charges importantes transmises au sol.

Dans ce qui suit, on calcule les résultats en utilisant les méthodes :

➤ Méthode aux résultats des essais pressiométriques

• Diamètre B : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :

$B \geq 0,8 \text{ m}$, on prend $B = 1,20 \text{ m}$.

• Ancrage D : la longueur d'un pieu selon le fascicule 62 titre V [8] est en fonction de :

- ✓ L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant
- ✓ La profondeur du substratum résistant.

On prend un ancrage de 15 m.

On prend $\left\{ \begin{array}{l} \text{Fiche D} = 15 \text{ m} \\ \text{Diamètre B} = 1,2 \text{ m} \end{array} \right.$

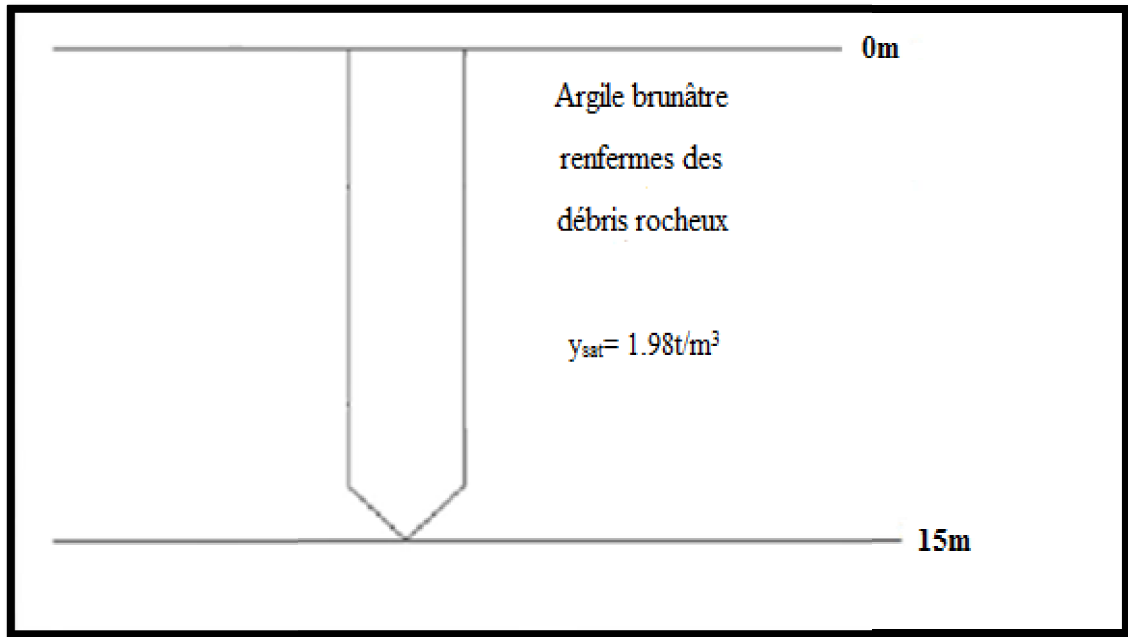


Figure V.3 Coupe Lithologique.

✚ Calcul de la charge limite Q_L

$$Q_L = Q_p + Q_s \text{ (V.17)}$$

Avec

Q_p : Charge limite de pointe.

Q_s : Charge limite de frottement latéral.

A-Charge limite de pointe

La charge limite de pointe Q_p est donnée par la formule :

$$Q_p = q_p \times A = k_p \times P_{le}^* \times A \quad \text{(V.18)}$$

Avec

- A : section de la pointe
- p_{le}^* : pression limite nette équivalente
- K_p : facteur de portance

q_p : Contrainte limite de pointe

Calcul de la pression limite nette équivalente P_{le}^*

C'est une pression moyenne autour de la fondation profonde, elle est déterminée de la manière suivante

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad (\text{V.19})$$

Avec

$$a = \max \left(\frac{B}{2}; 0,5 \text{ m} \right) \text{ avec } B = 1,2\text{m} \quad \text{donc } a = 0,6\text{m} \quad (\text{V.20})$$

$b = \min (a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse $h=0\text{m}$

$$b = \min (0,6 ; 0 \text{ m}) \quad \text{donc } a = 0,6\text{m}$$

Alors on doit prendre $a=0,6\text{m}$ et $b=0\text{m}$

La zone utile de résistance en pointe s'étale sur l'intervalle $[D - b(\text{m}); D + 3a(\text{m})]$

$$D - b(\text{m}) = 15 - 0 = 15\text{m} \quad D + 3a(\text{m}) = 15 + 3(0.6) = 16,8\text{m}$$

Donc la zone utile s'étale de 15m à 16.8m de profondeur à partir de la surface.

P_1^* : pression limite nette

$$P_1^* = P_1 - P_0 \quad (\text{V.21})$$

Avec

$$P_0 = \gamma_d \times Z \times k_0 \quad (\text{V.22})$$

Calculer k_0 pour une argile sur-consolidée :

On a pour un profondeur 5 m un $p_c = 2.36 \text{ bar}$

$$P_0 = \gamma \times Z$$

$$P_0 = 9.9 \text{ t/m}^2$$

$$OCR = \frac{p_c}{p_0}$$

$$OCR = 2.38$$

D'après la **figure V.4** on a trouvé $k_0 = 0.9$

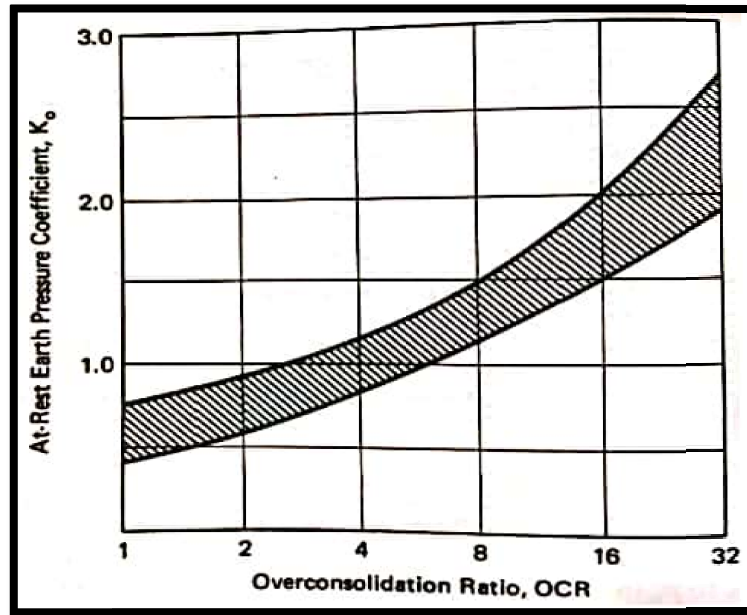


Figure V.4 Relation entre k_0 et OCR [14]

Tableau V. 7 Pression limite nette relative à l'essai PMT.

Z (m)	15	16	16.8
P_l bar	26.01	28	27.98
P_0 bar	2.67	2.85	2.99
P_l^* bar	23.34	25.15	24.99

Les valeurs de P_l obtenues dans l'essai pressiométrique sont données dans le Tableau II.2.

La valeur de la pression limite nette P_l aux profondeurs $z = 15\text{m}$ et $z=16.8\text{m}$ sont obtenues par interpolation entre les valeurs de P_l obtenues aux profondeurs $z=14\text{m}$ et 16m et $z= 16\text{m}$ et 18m , respectivement. Les valeurs des pressions limites nettes P_l^* sont alors calculées à ces profondeurs (Tableau V.7).

La pression limite nette équivalente P_{le}^* peut alors être calculée par l'expression (Fascicule 62)

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \text{ (V.23)}$$

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.8} \int_{15}^{16.8} P_l^*(z) dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{(3 \times 0,6)} \left[\frac{23.34 + 25.15}{2} \times 1 + 24.99 \times 0,8 \right]$$

$$P_{le}^* = 24.57 \text{ bar}$$

➤ **Calcul du facteur de portance k_p**

La valeur de facteur de portance dépend de la nature du sol et du mode de la mise en œuvre du pieu, il est donné par le **Tableau I.2**

D'après le tableau V.2 les valeurs de p_l supérieur à 2.5MPa donc la couche porteuse «argile classe C»

Le Pieu est mis en œuvre sans refoulement du sol

Le coefficient de portance $k_p=1,3$ selon le **Tableau I.2**

$$q_l = k_p \times P_{le}^* = 1,3 * 24.57 \quad (\mathbf{V.24})$$

$$q_l = 31.941 \text{ kPa}$$

La résistance en pointe est

$$Q_p = A \times k_p \times P_{le}^*$$

$$Q_p = A \times q_l = (3,14 * 0,6^2) \times 31.941$$

$$Q_p = 3610.61 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e**

En fonction de la fiche équivalente, le comportement d'une fondation est classé comme suite

-fondation profonde pour $\frac{D_e}{B} > 5$

- fondation semi-profonde pour $1.5 < \frac{D_e}{B} < 5$

- fondation superficielle pour $\frac{D_e}{B} < 1.5$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^D P_l^*(z) dz = D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^D P_l^*(z) dz \text{ (V.25)}$$

Tableau V.8 Pression limite nette pour l'essai PMT.

Profondeur (m)	Pression limite PI (bars)	P0 (bars)	PI*=PI-P0 (bars)
2	5.54	0.356	5.184
4	7.17	0.712	6.458
6	22.67	1.069	21.601
8	25.99	1.43	24.56
10	19.82	1.78	18.04
12	34.32	2.138	32.182
14	24.01	2.494	21.516
15	26.01	2.67	23.34

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^D P_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{1}{24.57} \left[\left(\frac{5.184 + 21.516}{2} + 6.458 + 21.601 + 24.56 + 18.04 + 32.182 \right) \times 2 + 23.34 \times 1 \right]$$

$$D_e = 10.4 \text{ m}$$

Donc $\frac{D_e}{B} = 10.4 > 5 \rightarrow$ fondation profonde

B - Calcul de la charge limite du frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante [4]

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz = \pi \times B \int_0^{20} q_s dz \text{ (V.26)}$$

Avec

- p : périmètre des pieux
- $q_s(z)$: frottement latéral unitaire à la côte z

-Frottement latéral unitaire limite q_s

La valeur de frottement latéral unitaire limite à la profondeur z ($q_s(z)$) est donnée par l'abaque de la figure I.19 le choix de la courbe se fait en fonction du type de sol et du type du pieu comme indiqué dans le **tableau I.3**

Classe de sol

La classe de sol est déterminée selon les recommandations du fascicule n°62, annexe E1 en fonction de la pression limite issue d'un essai au pressiomètre.

Si p_l (PMA) < 0.7 → Argiles et limons mous de classe A

Si $1.2 < p_l$ (MPa) < 2.0 → Argiles et limons fermes de classe B

Si p_l (MPa) > 2.5 → Argiles très fermes à dures de classe C

Mode de mise en œuvre : forés avec boue.

D'après le **tableau I.3** et les valeurs des pressions limites enregistrées en fonction de la profondeur (**Tableau V.11**), les abaques à utiliser pour le calcul du frottement latéral unitaire sont Q_1 et Q_2 (**Fig. 1.12**).

Le fascicule n°62 donne l'expression du frottement latéral unitaire q_s pour ces abaques :

$$q_s(z) = \begin{cases} 0,04 \times n \times \frac{p_l(z)}{1+0.5n} \left(2 - \frac{p_l(z)}{1+0.5n}\right) & \text{si } p_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04n & \text{si } p_l > 1 + 0.5n \end{cases} \quad (\text{V.27})$$

on désigne le numéro de la courbe (**Fig.I.12**).

A noter que $0.04.n$ et $(1+0.5.n)$ sont en MPa

Tableau V.9 calcul de la capacité portante d'un pieu isolé.

Z(m)	Couche	PI(MPA)	classe	q_s (MPA)
2	argile	0.554	A	0.024
3	argile	0.635	A	0.027
4	argile	0.717	A	0.029
5	argile	1.492	B	0.074
6	argile	2.267	C	0.079
7	argile	2.433	C	0.076
8	argile	2.599	C	0.072
9	argile	2.291	C	0.078
10	argile	1.982	B	0.08
11	argile	2.707	C	0.07
12	argile	3.432	C	0.04
13	argile	2.917	C	0.063
14	argile	2.401	C	0.076
15	argile	2.601	C	0.073

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz = \pi \times B \int_0^{15} q_s dz \quad (\text{V.28})$$

$$Q_s = 3.14 \times 1.2 \left[\left(\frac{0.024 + 0.073}{2} \right) + 0.027 + 0.029 + 0.074 + 0.079 + 0.076 + 0.072 + 0.078 + 0.08 + 0.07 + 0.04 + 0.063 + 0.076 \right] \times 1$$

$$Q_s = 3061.5 \text{ KN}$$

$$Q_p = 3610.61 \text{ kN}$$

 **Charge limite Q_L**

$$Q_L = Q_p + Q_s = 3569.4 + 3061.5 = \quad (\text{V.29})$$

$$Q_L = 6672.11 \text{ KN}$$

🚧 Charge critique Q_c

$$Q_c = 0.5 \cdot Q_p + 0.7 \cdot Q_s = 0.5 \times 3610.61 + 0.7 \times 3061.5$$

$$Q_c = 3948.36 \text{ KN}$$

V.4.2 Détermination du nombre de pieux

• Pour Une culée

Calcul à l'Etat Limite Ultime (E.L.U)

$$N_{\max} = P_{\text{culée}} + q_{\text{ultime}}$$

$$N_{\max} = 1765.77 + 589.62$$

$$N_{\max} = 2355.39 \text{ Tonnes} = 23553.9 \text{ KN}$$

Calcul à l'Etat Limite de Service (E.L.S)

$$N_{\max} = P_{\text{culée}} + q_{\text{service}} = 1765.77 + 436.75$$

$$N_{\max} = 2202.52 \text{ Tonnes} = 22025.2 \text{ KN}$$

En résumé :

$$Q_{\text{ult}} = 23553.9 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ser}} = 22025.2 \text{ KN}$$

Etat limite ultime

$$- \text{ Condition fondamentale : } Q_{\text{ult}} < 0,71 \times Q_L \times N \rightarrow N > \frac{Q_{\text{ult}}}{0,71 Q_L} \text{ (V.30)}$$

$$- \text{ Condition accidentelle : } Q_{\text{ult}} < 0,83 \times Q_L \times N \rightarrow N > \frac{Q_{\text{ult}}}{0,83 Q_L} \text{ (V.31)}$$

Etat limite service

$$- \text{ Condition rare } Q_{\text{ser}} < 0,91 \times Q_c \times N \rightarrow N > \frac{Q_{\text{ser}}}{0,91 Q_c} \text{ (V.32)}$$

$$- \text{ Condition quasi-permanent : } Q_{\text{ser}} < 0,7 \times Q_c \times N \rightarrow N > \frac{Q_{\text{ser}}}{0,7 Q_c} \text{ (V.33)}$$

Tableau V.10 capacité portante des pieux.

Appui	Sondage	Q_l (KN)	Q_c (KN)	E.L.U		E.L.S	
				$0,71. Q_l$	$0,83. Q_l$	$0,91. Q_c$	$0,7. Q_c$
Culée	PMT	6672.11	3948.36	4737.19	5537.85	3593.01	2763.85
pile	PMT	6672.11	3948.36	4737.19	5537.85	3593.01	2763.85

Tableau V.11 les charge appliqué sur les pieux

Les charge	Q_{ult} (KN)	Q_{ser} (KN)
Culée	23553.9	22025.2
Pile	9518.7	7990.07

Tableau V.12 Nombre de pieux calculé.

	E.L.U		E.L.S	
	Fondamentale	accidentelle	Rare	Quasi-permanente
Appuis	$0,71Q_l$	$0,83Q_l$	$0,91Q_c$	$0,7Q_c$
Culée	4.97	4.25	6.22	7.96
pile	2.2	2.01	3.44	4.47

Le nombre de pieux maximal trouvé est $N = 7.96$, nous adopterons alors un nombre $N=9$ pieux.

- **Disposition des pieux**

L'ouvrage étudié doit être renforcé par un nombre de 9 pieux ancré 15m pour la culée et 6 pieux ancre à 15m dans le sol avec un diamètre $\varnothing=1.2\text{m}$ pour chaque pieux et un espacement entre les pieux $d= 2.5\varnothing=3\text{m}$.

Les pieux sont disposés comme l'indique le schéma de **la figure V.5**.

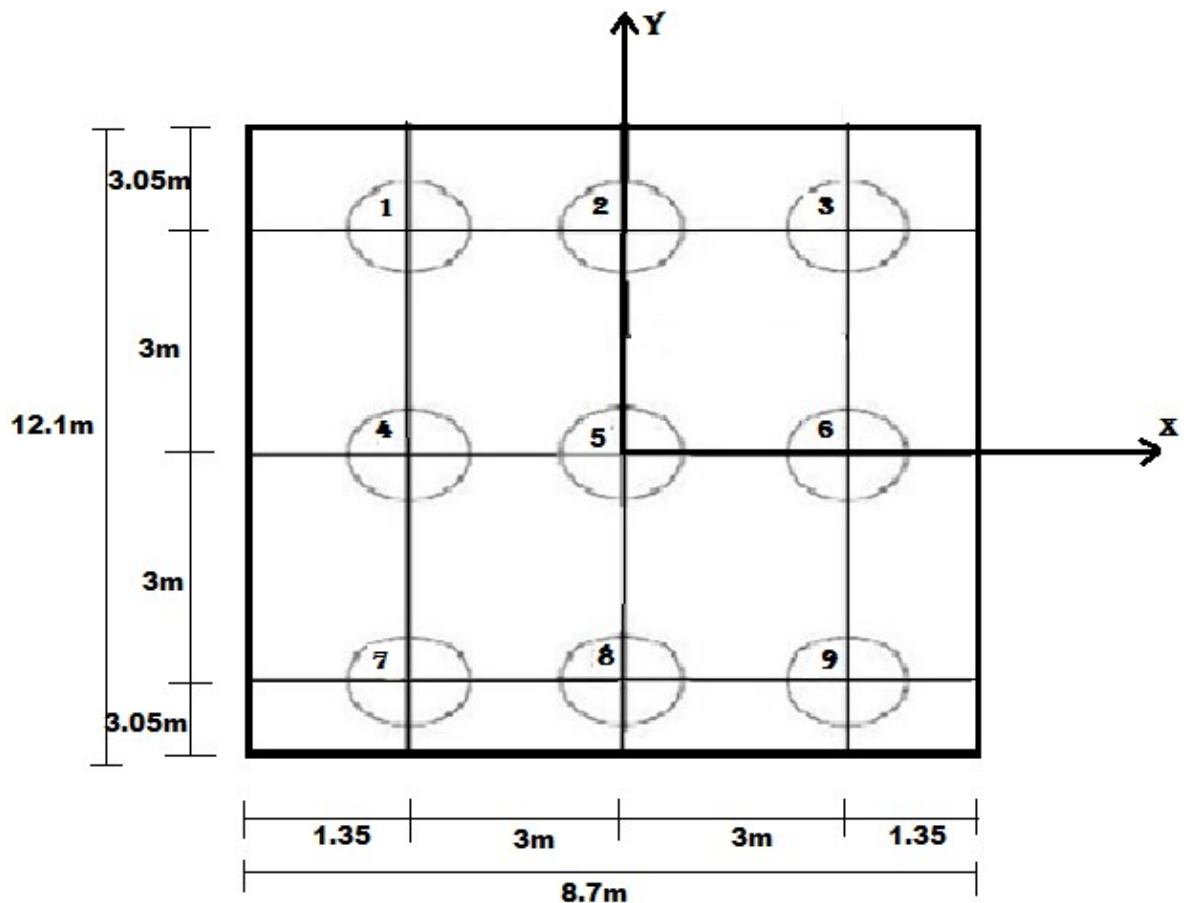


Figure V.5 Vue en plan de la semelle de la culée.

V.4.3 Calcul des efforts repris par chaque pieu

Pour connaître l’effort auquel est soumis le pieu i, de coordonnées xi, yi, on applique la formule suivante

$$N_I = \frac{N}{r} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} * y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} * x_i \text{ (V.34)}$$

r : nombre total des pieux.

Avec

D’après chapitre IV et chapitre III on a trouvé :

$$P_{culée} = 1765.77 \text{ t et } q_{ultime} = 589.62 \text{ t}$$

$$N_u = P_{culée} + q_{ultime}$$

$$N_u = 2355.39 \text{ t pour culée 1}$$

Calculer le moment longitudinal : M(x)

$$M(x) = \text{force horizontale} \times \text{bras de levier}$$

$$M(x) = 1049.25 \text{ t.m}$$

Calculer le moment transversal :M(y)

$$M_y = \text{force vertical} \times \text{bras de levier}$$

$$M_y = 589.62 \times 2.35$$

$$M_y = 1385,6 \text{ t.m}$$

Tableau V. 13 Les efforts repris par chaque pieu.

Nombre de Pieu	x_i (m)	y_i (m)	$\frac{N_u}{r}$ (t)	$\frac{M_x}{\sum y_i^2} * y_i$ (t)	$\frac{M_y}{\sum x_i^2} * x_i$ (t)	N_{ui} (t)
P1	-3	3	261.71	105.93	-76.97	290.67
P2	0	3	261.71	105.93	0	367.64
P3	3	3	261.71	105.93	76.97	444.61
P4	-3	0	261.71	0	-76.97	184.74
P5	0	0	261.71	0	0	261.71
P6	3	0	261.71	0	76.97	338.68
P7	-3	-3	261.71	-105.93	-76.97	78.81
P8	0	-3	261.71	-105.93	0	155.78
P9	3	-3	261.71	-105.93	76.97	232.75

V.4.4 Vérification de l'efficacité du groupe de pieux

1. Calcul l'efficacité de groupe

Le calcul de l'efficacité du groupe de pieux est basé sur la méthode citée dans le paragraphe I.8.2.1 (e). par conséquent, pour un sol cohérent

$$C_g = 1 \quad \text{si } d/B > 3 \text{ (V.35)}$$

$$C_g = (1+d/B)/4 \quad \text{si } 1 \leq d/B < 3 \text{ (V.36)}$$

Avec

B : diamètre des pieux.

d : entre axe des pieux.

On $d/B = (3/1,2) = 2,5 < 3$ donc

$$C_g = (1+3/1,2)/4 = 0,875$$

et par suite

$$\sum_{i=1}^N N_i \leq C_g \cdot N \cdot Q_{max} \text{ (V.37)}$$

N_i : La charge axiale sur le pieu.

C_g : Coefficient d'efficacité.

Q_{max} : Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé.

N : Le nombre des pieux de la culée.

Par application numérique:

$$\sum_{i=1}^N N_i = 290.67 + 367.64 + 444.61 + 184.74 + 261.71 + 338.68 + 78.81 + 155.78 + 232.75$$

$$\sum_{i=1}^N N_i = 2405.39 \text{ t}$$

Tableau V.14 Les efforts repris par chaque pieu.

Condition	Q_{max} (t)	$C_g \cdot N \cdot Q_{max}$	$\sum_{i=1}^N N_i$ (t)	Etat
Fondamentale	473.719	3730.53	2405.39	Vérifié
Accidentelle	553.785	4361.05	2405.39	Vérifié
Rare	359.301	2829.49	2405.39	Vérifié
Quasi-permanente	276.385	2450.53	2405.39	Vérifié

V.5 Tassement des pieux

V.5.1 Tassement d'un pieu isolé

Il existe des méthodes qui permettent une estimation approximative du tassement et sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux, parmi ces méthodes on peut citer :

- Les méthodes d'élasticité.

V.5.1.1 Méthodes d'élasticité

Le calcul du tassement d'un pieu isolé par la méthode d'élasticité se fait en considérant le sol comme un massif élastique isotrope. Elles sont basées sur la solution fondamentale force verticale exercée dans un massif élastique semi infini.

Le sol est supposé comme un massif élastique semi- infini, le tassement en tête du pieu est donnée par

$$V_0 = \frac{Q \times I_v}{E(D) \times B} \quad (\text{V.38})$$

I_v : facteur de tassement dépend de la compressibilité k , de l'élanement D/B et de tassement à une profondeur donnée v .

$E(D)$: module de Young à la tête du pieu,

B : diamètre de pieu,

Q : la charge appliquée à la tête du pieu : 2684.97 KN

- Pour les pieux travaillant en pointe : $E = 4E_m < 60 \text{ MPA}$

- Pour les pieux flottant $E = 5E_m < 50 \text{ MPa}$

Calculons le facteur I_v

$$I_v = 4 \times (1 + v) \times \frac{1 + \frac{8D \times \tanh(\mu.D)}{\pi \times \xi \times \lambda \times (1-v) B \times \mu.D}}{\frac{4}{(1-v)\xi} + \frac{4\pi \times \beta}{\alpha} \times \frac{D}{B} \times \frac{\tanh(\mu.D)}{\mu.D}}$$

Avec

$\xi = 1$ pour un massif semi-infini

$v = 0,33$

E_p = module d'élasticité du pieu = 32000MPa.

$\beta = E(D/2) / E(D)$,

$$\alpha = \text{Ln} \left[(0,25 + (2,5 \times \beta(1 - v) - 0,25) \cdot \xi) \times 2 \times \frac{D}{B} \right] \quad (\text{V.39})$$

$$\lambda = \frac{2(1+v)E_p}{E(D)} \quad (\text{V.40})$$

$$\mu.D = (2\sqrt{2} \times D/B) / \sqrt{\alpha \times \lambda} \quad (\text{V.41})$$

Etude du tassement des pieux de diamètre $B = 1.2\text{m}$:

Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique PMT (Culée 01)

Tableau V.15 Valeurs du module pressiométrique utilisées pour le calcul du tassement PMT.

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	15
E_m	70.82	138.77	275.51	747.13	740.99	1062.6	422.05	516.93

$$E = \frac{4}{D} \sum E_m (z_{i+1} - z_i) = \left[\frac{4}{15} (70.82 + 422.05) + (138.77 + 275.51 + 747.13 + 740.99 + 1062.6) \right] \times 2 + \frac{422.05 + 516.93}{2} \times 1$$

$$E = 1837.96 \text{ bar}$$

$$E = 183.796 \text{ MPA}$$

$$E(D/2) = 62.92 \text{ MPA}$$

$$\beta = E(D/2) / E(D) = 62.92 / 183.79$$

$$\beta = 0.34$$

$$\lambda = \frac{2(1+\nu)E_p}{E(D)} = 2 \times 1.33 \times \frac{32000}{183.79} = 463.14$$

$$\alpha = \ln \left[2 \frac{D}{B} (0.25 + (2.5\beta(1-\nu) - 0.25)\xi) \right]$$

$$= \ln \left[2 \times \frac{15}{1.2} (0.25 + (2.5 \times 0.34(1 - 0.33) - 0.25) \times 1) \right] = 2.656$$

$$\alpha = 2.656$$

$$\mu.D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha\lambda}} = \frac{2\sqrt{2} \frac{15}{1.2}}{\sqrt{2.656 \times 463.14}}$$

$$\mu.D = 1.008$$

$$I_v = 0.0618$$

$$V_0 = q \times \frac{I_v}{E(D)B} = 2684.97 \times \frac{0.0618}{183.796 \times 10^3 \times 1.2} = 1.22 \text{ mm}$$

$$V_0 = 1.22 \text{ mm}$$

Pour un tassement admissible de 5cm, on conclut que $V_0 < V_{adm}$.

V.5.2 Tassement d'un groupe de pieux

La valeur de R_s concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement d entre deux pieux adjacents quelconques, installés dans un sol caractérisé par un module d'Young E . Le tableau 2.a regroupent respectivement les valeurs de R_s pour les cas des pieux travaillant en pointe

Dans un substratum. On remarque que R_s augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K , et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.

-Le nombre de pieux $N=12$

-La compressibilité relative $K = 10^3$

- $D= 15$ m ; $d=3$ m

$$\frac{d}{B} = \frac{3}{1,2} = 2,5$$

Dans cette partie on va déduire par l'interpolation

D'après le **tableau I.4** on a trouver:

$$R_s = 1.029$$

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le même effort}} \quad (\text{V.42})$$

On va calculer dans cette partie le tassement d'un groupe de pieux par méthodes d'élasticité

V .5.2.1 Méthodes d'élasticité

Tassement du pieu dans un groupe = $R_s \times$ tassement du pieu isolé sous le même effort

Tassement du pieu dans un groupe = 1.029×1.22

Tassement du pieu dans un groupe 1.26 mm

✓ Le tassement du pieu dans un groupe est vérifié dans les deux méthodes

V.6 Modélisation numérique

V.6.1 Présentation de logiciel Plaxis

C'est un logiciel scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles,

doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code Plaxis commencent par :

a) Le Maillage

L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

b) Les conditions aux limites en déplacement

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

c) Les contraintes initiales dues au poids des terres

Elles peuvent être réalisées de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité L'option k_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

d) Les pressions interstitielles

Elles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

e) Le coefficient de sécurité

C'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

V.6.2 Le modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires.

- **Le module de Young**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module «Moyen».

Le coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

- **L'angle de frottement :**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

- **La cohésion:**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé ϕ_{u} , Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au Scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth.

- **L'angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle approximative suivante :

- $\Psi = \phi - 30^\circ$ pour $\phi > 30^\circ$

- $\Psi = 0$ pour $\phi < 30^\circ$.

Les cas où $\Psi < 0$ correspondent à des sables très lâches. La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

V.6.3 Application au cas d'étude

- *Saisie des données*

- **Culée 01**

Il s'agit d'un pieu vertical de 1,20 m de diamètre et de 15 m de longueur.

Les propriétés des matériaux sont :

- pour le pieu élastique, $E = 32000 \text{ MPA}$, $\nu = 0,2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;

- Surcharge = $\frac{Q \times N}{B \times L}$ (V.43)

Q = poids qui applique pour un pieu

N = nombre de pieu

B = la largeur de semelle

L= la longueur de semelle

Pour le Solon utilisera le modèle de rupture de Mohr-coulomb. Les paramètres du sol sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 16 : les paramètres du sol.

Sol	γ_d (kN/m^3)	C (KPa)	φ°	E (kPa)	ν	R_{inter}
Argile	19.8	40	27.10	35000	0,33	1

La déplacements verticaux sont représentés dans la figure V.6.

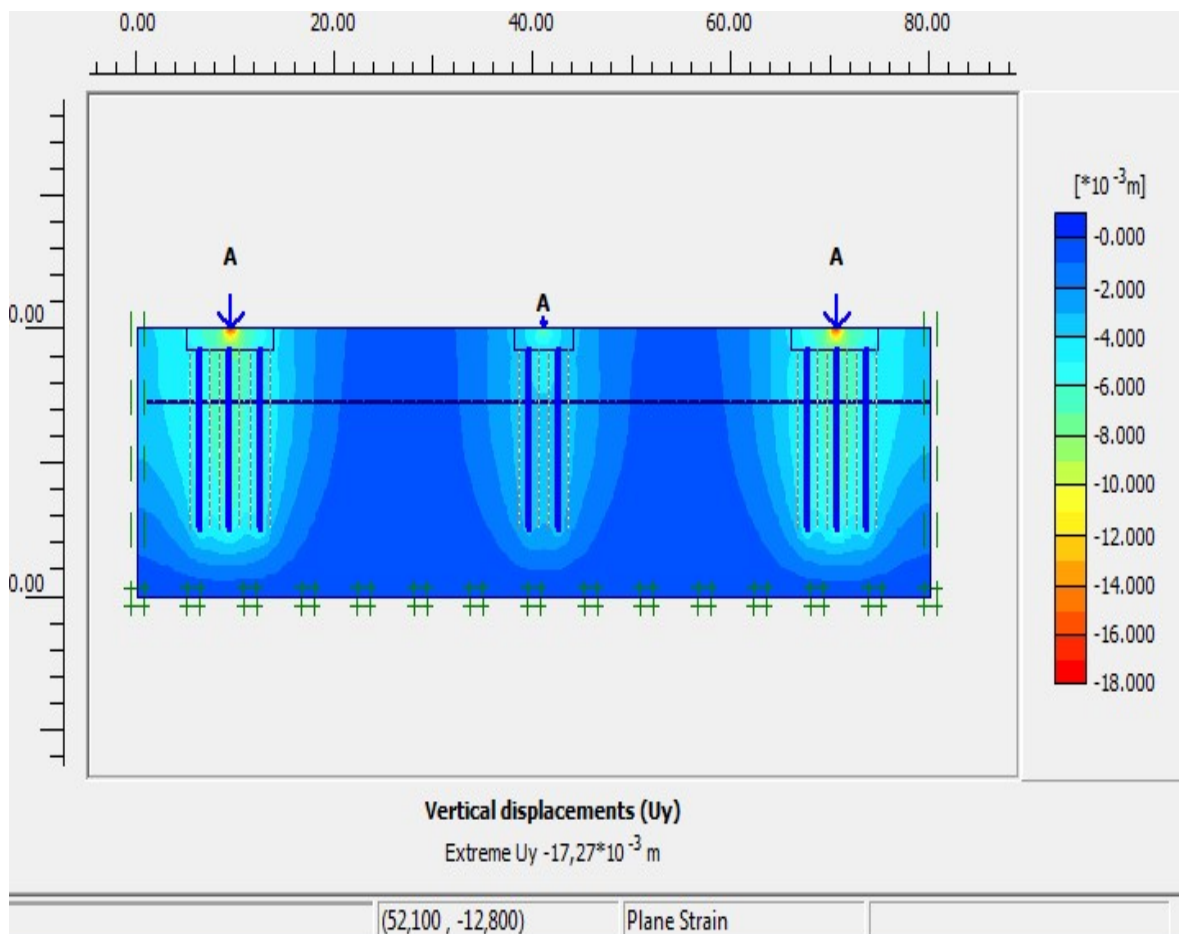


Figure V.6: Représentation des déplacements verticaux

La valeur du tassement maximal obtenue par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel plaxis est égale à 17.27 mm qui est inférieure à 50mm. Donc le tassement obtenu par cette méthode est admissible.

V.7 Conclusion

Dans ce chapitre, il a été procédé à une vérification de la capacité portante du sol en utilisant d'abord des semelles superficielles. Pour assurer la reprise des efforts sans rupture du sol, les semelles superficielles doivent avoir les dimensions. Qui s'avèrent être des dimensions trop importantes. Nous avons alors opté pour des fondations profondes.

Le dimensionnement de fondations profondes a abouti à l'utilisation de 9 pieux circulaires de 1.2m de diamètre. Ces fondations ont été vérifiées au tassement selon deux méthodes : la méthode d'élasticité et la méthode des éléments finis à l'aide de logiciel plaxis.

Conclusion générale

L'étude géotechnique constitue un moyen indispensable pour la conception des fondations de tous les projets d'infrastructures. Un certain nombre de paramètres sont calculés, permettant de déterminer la capacité portante du sol. Le choix et le type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister aux charges transmises par l'ouvrage tout en éliminant tout risque de déformation ou de tassement du sol d'assise.

En conclusion de ce modeste travail, nous avons pu tirer les éléments suivants :

En premier lieu, nous avons présenté l'ouvrage ainsi que les reconnaissances géotechnique du site. Nous avons ensuite pré-dimensionné les éléments du tablier et calculé les charges transmises aux appuis, puis nous avons vérifié la stabilité des deux culées qui constituent les appuis de ce pont.

Dans la deuxième partie, nous avons vérifié les fondations sous les culées, les calculs de la capacité portante et des tassements ont montré que les fondations superficielles sont insuffisantes, c'est pourquoi nous avons opté pour des pieux pour les deux culées.

La vérification de la capacité portante des pieux à partir de l'essai pressiométrique adonné un nombre de 9 pieux de diamètre 1,20 m, et de longueur $D = 15\text{m}$.




En dernier lieu, une modélisation avec le logiciel Plaxis d'un pieu isolé sous charge verticale, pour déduire le tassement de ce pieu. D'après cette modélisation on a abouti à des résultats de tassement comparable entre celle de la méthode numérique et d'élasticité, et le tassement calculé est admissible pour toutes les méthodes utilisées.

Références bibliographiques


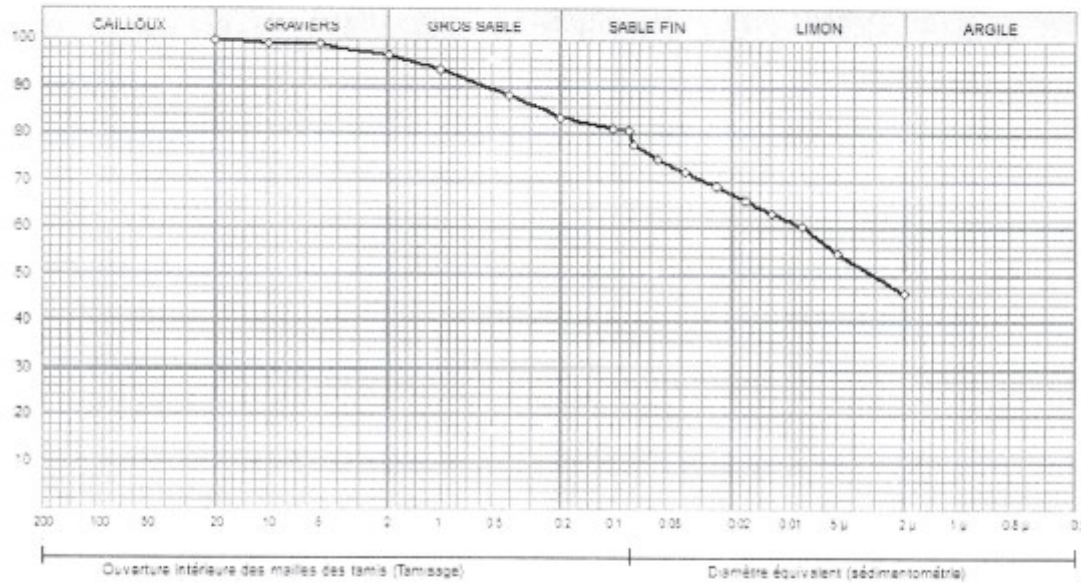
- [1] Graham J. (MCIF ,2006), Canadien d'ingénierie des fondations
- [2] Ait Taleb R. Benniche F. (2015), Etude des fondations d'un pont cas de l'ouvrage d'art du pk 8+612, sur la deuxième rocade du sud d'oran, mémoire de master (option géotechnique). Université de Blida 1, Algérie
- [3] Bouafia A.(2018),(livre),Conception Et Calcul Des Ouvrages Géotechniques, Edition pages Bleues.
- [4] : Boumezoued R. Sekkaoui A. (2019), Etude Des Fondations D'un Pont Mixte Situé A Semaoun, Wilaya De Béjaia. Mémoire de master (option géotechnique). Université de Blida 1, Algérie.
- [5] Calgaro J.A. (1991), Projet et construction des ponts: Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants.2^{ème} édition ponts et chaussées,
- [6] DTR-BC 2.331.(1994), Document technique réglementaire, méthodes de calcul des fondations profondes, ministère de l'habitat, Alger,
- [7] fascicule 61 titre II (1980), Conception calcul et épreuves des ouvrages. Programme de charges et épreuve des ponts routes.
- [8] Fascicule 62 (2004), Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Editions Eyrolles
- [9] Frank R. (2010), Fondations superficielles. Technique de l'ingénieur (C246).
- [10] Ousmane M .Yobo M simple.(2004),Conception de la structure du nouveau pont de diaroume et choix de ses fondations. Mémoire ingénieur de conception, université Cheikh antadiop, Dakar.
- [11] Règles Parasismiques Algériennes, (2003), RPA99 modifié année 2003, CGS – Ministère de l'Habitat
- [12] Ministère des travaux publics, (2008), Règlement Parasismique des ouvrages d'art (RPOA), Alger, Algérie
- [13] Soltani M.(2004), Lignes d'influences des poutres isostatiques et des arcs isostatiques. Office des publications universitaires.
- [14] C. Liu and J. B. Evett. (1987), "Soils and Foundations",Prentice Hall Inc.
- [15] Mitchell J.K. (1976), Fundamentals of soil behavior. First ed. John Wiley et Sons, New York
- [16] Wilun Z. Starzewski K. (1975), Soil Mechanics in Foundation Engineering, London,

Annexe



Annexe Analyse granulométrique sondage 1

	SOCIÉTÉ DE GESTION DES PARTICIPATIONS, ÉTUDES ET ENGINEERING «GENEST» مخبر السكن والبناء للشرق LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST "L.H.C.E.S.T" - EPR/SPR au Capital de 1.000.000 D.A.	RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE																																												
Client : SAPTA DE JIJEL Projet : OUVRAGE D'ART PK58+100 Endroit : OUELBANE	N° Projet : 71/2015																																													
Sondage n° : SC01 Profondeur : 2.50/3.00 Matériaux : Provenance : Date essais :	 Sondage: SC01 : 2.50/3.00																																													
																																														
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10,00</td> <td>100,00</td> <td>75,00 μm</td> <td>59,88</td> </tr> <tr> <td>5,00</td> <td>98,82</td> <td>55,00 μm</td> <td>59,88</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>89,08</td> <td>35,00 μm</td> <td>57,81</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>80,82</td> <td>25,00 μm</td> <td>55,34</td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>69,09</td> <td>17,00 μm</td> <td>53,07</td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>64,48</td> <td>12,00 μm</td> <td>50,80</td> </tr> <tr> <td>0,10</td> <td>62,46</td> <td>8,00 μm</td> <td>48,73</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>62,15</td> <td>5,00 μm</td> <td>44,41</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>2,00 μm</td> <td>37,76</td> </tr> </tbody> </table>			Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	10,00	100,00	75,00 μm	59,88	5,00	98,82	55,00 μm	59,88	2,00	89,08	35,00 μm	57,81	1,00	80,82	25,00 μm	55,34	0,40	69,09	17,00 μm	53,07	0,20	64,48	12,00 μm	50,80	0,10	62,46	8,00 μm	48,73	0,08	62,15	5,00 μm	44,41			2,00 μm	37,76
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																												
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																											
10,00	100,00	75,00 μm	59,88																																											
5,00	98,82	55,00 μm	59,88																																											
2,00	89,08	35,00 μm	57,81																																											
1,00	80,82	25,00 μm	55,34																																											
0,40	69,09	17,00 μm	53,07																																											
0,20	64,48	12,00 μm	50,80																																											
0,10	62,46	8,00 μm	48,73																																											
0,08	62,15	5,00 μm	44,41																																											
		2,00 μm	37,76																																											
Remarque :																																														
Préparé par :	Approuvé par :	Date :																																												

Annexe Analyse granulométrique sondage 1

 LHCE Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Est	SOCIÉTÉ DE GESTION DES PARTICIPATIONS, ETUDES ET ENGENDERIES «GENEST» مخبر السكن والبناء للشرق LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST "L.H.C.E.S.T." 811 - 505 avenue de la 1000 ^e avenue	RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE																																													
Client : SAPTA DE JIJEL Projet : OUVRAGE D'ART PK58+100 Endroit : OUELBANE		N° Projet : 71/2015																																													
Sondage n° : SC01 Profondeur : 7.50/8.00 Matériaux : Provenance : Date essais :																																															
Sondage: SC01 : 7.50/8.00																																															
																																															
Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)		Diamètre équivalent (sédimentométrie)																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>20,00</td> <td>100,00</td> <td>75,00 µm</td> <td>77,88</td> </tr> <tr> <td>10,00</td> <td>99,25</td> <td>55,00 µm</td> <td>74,91</td> </tr> <tr> <td>5,00</td> <td>99,10</td> <td>38,00 µm</td> <td>71,96</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>96,64</td> <td>25,00 µm</td> <td>69,00</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>93,86</td> <td>17,00 µm</td> <td>65,06</td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>88,47</td> <td>12,00 µm</td> <td>63,36</td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>83,79</td> <td>8,00 µm</td> <td>60,62</td> </tr> <tr> <td>0,10</td> <td>81,38</td> <td>6,00 µm</td> <td>54,65</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>80,81</td> <td>2,00 µm</td> <td>48,20</td> </tr> </tbody> </table>				Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	20,00	100,00	75,00 µm	77,88	10,00	99,25	55,00 µm	74,91	5,00	99,10	38,00 µm	71,96	2,00	96,64	25,00 µm	69,00	1,00	93,86	17,00 µm	65,06	0,40	88,47	12,00 µm	63,36	0,20	83,79	8,00 µm	60,62	0,10	81,38	6,00 µm	54,65	0,08	80,81	2,00 µm	48,20
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																													
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																												
20,00	100,00	75,00 µm	77,88																																												
10,00	99,25	55,00 µm	74,91																																												
5,00	99,10	38,00 µm	71,96																																												
2,00	96,64	25,00 µm	69,00																																												
1,00	93,86	17,00 µm	65,06																																												
0,40	88,47	12,00 µm	63,36																																												
0,20	83,79	8,00 µm	60,62																																												
0,10	81,38	6,00 µm	54,65																																												
0,08	80,81	2,00 µm	48,20																																												
Remarque :																																															
Préparé par :		Approuvé par :																																													
		Date :																																													

Annexe Analyse granulométrique sondage 2

 LHCE filiale du groupe L.H.C.E.	SOCIÉTÉ DE GESTION DES PARTICIPATIONS ÉTUDES ET ENGINEERING «GENEST» مخبر السكن والبناء للشرق LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST * L.H.C.E.S.T * EPS - SPA au Capital de 1 000 000 D.A.	RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE																																												
Client : SAPTA DE JJEL Projet : OUVRAGE D'ART PK58+100 Endroit : OUELBANE		N° Projet : 71/2015																																												
Sondage n° : SC02 Profondeur : 12.5/13.50 Matériaux : Provenance : Date essais :		—○— Sondage: SC02 : 12.5/13.50																																												
																																														
Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)		Diamètre équivalent (sédimentométrie)																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20,00</td><td>100,00</td><td>75,00 µm</td><td>62,46</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>96,00</td><td>55,00 µm</td><td>60,09</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>92,33</td><td>38,00 µm</td><td>57,73</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>91,50</td><td>25,00 µm</td><td>52,99</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>79,33</td><td>17,00 µm</td><td>46,26</td></tr> <tr><td>0,40</td><td>73,00</td><td>12,00 µm</td><td>45,89</td></tr> <tr><td>0,20</td><td>68,50</td><td>8,00 µm</td><td>43,52</td></tr> <tr><td>0,10</td><td>65,33</td><td>5,00 µm</td><td>38,78</td></tr> <tr><td>0,08</td><td>64,83</td><td>2,00 µm</td><td>34,05</td></tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	20,00	100,00	75,00 µm	62,46	10,00	96,00	55,00 µm	60,09	5,00	92,33	38,00 µm	57,73	2,00	91,50	25,00 µm	52,99	1,00	79,33	17,00 µm	46,26	0,40	73,00	12,00 µm	45,89	0,20	68,50	8,00 µm	43,52	0,10	65,33	5,00 µm	38,78	0,08	64,83	2,00 µm	34,05	
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																												
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																											
20,00	100,00	75,00 µm	62,46																																											
10,00	96,00	55,00 µm	60,09																																											
5,00	92,33	38,00 µm	57,73																																											
2,00	91,50	25,00 µm	52,99																																											
1,00	79,33	17,00 µm	46,26																																											
0,40	73,00	12,00 µm	45,89																																											
0,20	68,50	8,00 µm	43,52																																											
0,10	65,33	5,00 µm	38,78																																											
0,08	64,83	2,00 µm	34,05																																											
Remarque :																																														
Préparé par :	Approuvé par :	Date :																																												

