

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA – Bejaïa

Faculté de technologie

Département de génie civil

Mémoire de Fin de Cycle

On vue d'obtention du diplôme Master II en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

ETUDE DES FONDATION DU PONT N°4 DE L'ECHANGEUR DES QUATRES CHEMINS DE LA VILLE DE BEJAIA.

Présenté par

Encadré par

- ✓ GALLOUL Chafi
- ✓ ABDELLI Khaled

Mr BRARA Ali

Devant le jury composé de :

Examineur Mr. BEN DADOUCHE

Université de Bejaia

Examineur Mr. SADAOUI.

Université de Bejaia

Juin 2013

Remerciements

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

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous.

Nos infinis remerciements à notre promoteur Mr BRARA pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué à une bonne formation durant notre cursus universitaire.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger notre modeste travail.

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Chafi &Khaled

Dédicace

Tout d'abord je tien a remercié le dieu puissant

Je dédie ce travail à ma très chère mère ainsi que à mon père qui ont su être à mes côtés dans les moments difficiles sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorés.

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté a mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadrement familial à qui je dédie ce travail à :

- ✓ *Mon très cher frère **A/Ghani***
- ✓ *Mes sœurs **Samia, Noria, Lynda, Hadjira, Souad.***
- ✓ *La mémoire de mes grands-parents.*

Je dédie également ce travail :

- ✓ *Mon binôme **Khaled Abdelli***
- ✓ *Mes amies: **Zakari, fares, lidof, faouzi, khoudir, hamza, messoud, samir amiyounes, loufi, sonia, hanane, lilie, lehna, , djidji, lydia benhamouche, dyhia***
- ✓ *Association **ARTS & ETUDES** et tous ses membres*
- ✓ *Les Amies de l'Ecole **ABP School***
- ✓ *Les camarades de la promotion **Géotechnique 2013.***

Dédicace

*T*out d'abord je tien a remercié le dieu puissant

*J*e dédie ce travail à ma très chère mère ainsi que à mon père **Youcef** qui ont su être à mes côtés dans les moments difficiles sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorés.

*L*e projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté a mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadrement familial à qui je dédie ce travail à :

- ✓ *Mon très cher frère **Sofiane**.*
- ✓ *Mes deux sœurs **Sabrina & Tassadit***
- ✓ *Mes deux grandes mères.*
- ✓ *La mémoire de mes deuxgrands pères*

*J*e dédie également ce travail :

- ✓ *Mon binôme Chavi.*
- ✓ *Mes amies: Sofiane, Zizou, Massi,youcef,Hecissou, Hanafi,Nariman, khedidja, dyhia, wissam, Lehna, Amel, djidji, Lydia, Lily, Soussou, Minou.*
- ✓ *Mon groupe de musique **ISSIAKHEM** et tous les amis artistes.*
- ✓ *Association **ARTS & ETUDES** et tous ses membres*
- ✓ *Les Amies de l'Ecole **ABP School***
- ✓ *Les camarades de la promotion Géotechnique 2013.*
- ✓ *Les responsables de l'ONGOA, SAITI, DTP de Bejaia.*

KHALED

Sommaire

Chapitre 01 : Généralités

1.1.	Introduction	1
1.2.	Définition d'un pont	1
1.3.	Classification des ponts [1]	1
1.4.	Les éléments constitutifs d'un pont [2]	1
1.4.1.	Le tablier.....	2
1.4.2.	Les appuis [3]	2
1.4.2.1.	La culée	2
1.4.2.2.	La pile [3]	3
1.4.3.	Les équipements	3
1.4.4.	Les fondations	4
1.5.	Présentation du projet et site de l'ouvrage.....	4
1.5.1.	Les données fonctionnelles.....	4
1.5.2.	Les données naturelles.....	5

Chapitre 02 : Etude Géotechnique

2.1.	Introduction	7
2.2.	Les essais in situ [4]	7
2.2.1.	Les sondages carottés	7
2.2.1.1.	Description visuelles des sondages carottés	8
2.2.1.2.	Interprétation des résultats.....	9
2.2.2.	L'essai pressiométrique	10
2.2.2.1.	Définition de l'essai.....	10
2.2.2.2.	Les résultats de l'essai pressiométrique.....	10
2.3.	Essai de laboratoire [4].....	15
Programme des essais.....		15
2.3.1.	Les essais d'identification	16
2.3.1.1.	Les caractéristiques de nature.....	16
2.3.1.2.	Les caractéristiques d'état	21
2.3.2.	Les essais mécaniques [4]	23
2.3.2.1.	Le cisaillement à la boîte de casagrande	23
2.3.2.2.	Essai oedométrique.....	23
2.4.	L'analyse chimique [4].....	27

Chapitre 03 : Charges et surcharges

3.1. Introduction	28
3.2. Evaluation des charges G [5].....	28
3.2.1. Calcul des charges permanentes CP	28
3.2.1.1. Calcul du poids propre des poutres	28
3.2.1.2. Calcul du poids propre de la dalle	29
3.2.2. Calcul des charges complémentaires permanentes CCP	30
3.2.2.1. Calcul du poids du revêtement	30
3.2.2.2. Calcul du poids de la glissière de sécurité.....	30
3.2.2.3. Calcul du poids du garde-corps	30
3.2.2.4. Calcul du poids des corniches	30
3.2.2.5. Calcul du poids des trottoirs	30
3.4. Evaluation des surcharges	31
3.4.1. Calcul des surcharges routières	31
3.4.1.1. Système de charges A(L).....	31
3.4.1.2. Système B.....	33
3.5. Calcul des réactions d'appui sous chaque charge [6]	39
3.5.1. Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G	40
3.5.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l).....	41
3.5.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge des trottoirs S_t	42
3.5.4. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge b_c	43
3.5.5. Calcul des réactions d'appuis sous la charge B_t	46
3.5.6. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire $M_{c_{120}}$	48
3.5.7. Calcul des réactions d'appuis sous la charge $M_{D_{240}}$	50
3.6. Les combinaisons de charges	52

Chapitre 04 : Etude des appuis

4.1. Etude de la culée.....	55
4.1.1. Le choix de la culée.....	55
4.1.2. Les différents éléments composants la culée.....	55
4.1.3. Les dimensions des différents éléments constituant la culée	57
4.1.4. Evaluation des efforts sollicitant la culée	59
4.1.4.1. Calcul des sollicitations permanentes sur la culée.....	59
4.1.5. Ferrailage des éléments de la culée [7].....	62
4.1.5.1. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	62
4.1.5.2. Ferrailage de la dalle de transition.....	62

4.1.5.3.Ferraillage du mur gard- grève	62
4.2. Étude de la pile	62
4.2.1. Introduction	62
4.2.2. Étude et Ferraillage des éléments de la pile	62
4.2.2.1. Étude et ferraillage du chevêtre	62
4.2.2.2. Ferraillage du chevêtre	62
4.2.2.3. Etude et Ferraillage du fut	62
4.2.2.4. Ferraillage de la semelle	62

Chapitre 05 : Etude des fondations

5.1. Introduction	94
5.2. Les différentes types de fondations	94
5.2.1. Les fondations superficielles [7]	95
5.2.2. Les fondations semi-profondes.....	96
5.2.3. Les fondations profondes	96
5.2.4. Les fondations spéciales.....	97
5.3. Nature des efforts	97
5.4. Les problème d’assise	97
5.5. Capacité portante d’un sol.....	97
5.6. Calcul des fondations superficielles [8]	98
5.6.1. Calcul de la contrainte admissible à partir des essais de laboratoire.....	98
5.6.2. Calcul de la contrainte admissible à partir des essais pressiométrique	100
5.6.3. Vérification des contraintes	105
5.7. Calcul des fondations profondes [9].....	107
5.7.1 Définition et terminologie	107
5.7.1.1. Les Différent types de fondation profondes	107
5.7.2 Dimensionnement des pieux.....	108
5.7.2.1 Cas d’un pieu isolé sous charge axiales.....	109
5.7.3. Application numérique	115
5.7.3.1. Calcul de la capacité portante d’un pieu.....	115
5.7.3.2. Calcul du nombre de pieux.....	220
5.7.3.3. La disposition des pieux	221
5.7.3.4. Comportement des groupes de pieux.....	221
5.7.4. Ferraillage des pieux	222
5.7.4.1. Ferraillage des pieux sous la culée	222
5.7.4.1. Ferraillage des pieux sous la pile.....	224

Liste des tableaux

Chapitre 02: Etude géotechnique

Tab.2.1. Résultats des sondages carottés	8
Tab.2.2. Résultats de l'essai pressiométrique N°1	11
Tab.2.3. Résultats de l'essai pressiométrique N°2	12
Tab.2.4. Résultats de l'essai pressiométrique N°6	13
Tab.2.5. Résultats de l'essai pressiométrique N°8	14
Tab.2.6. Programme des essais	15
Tab.2.7. Fractions granulaires des échantillons	16
Tab.2.8. Les résultats des limites d'Atterberg	20
Tab.2.9. Les résultats de caractéristique d'état	22
Tab.2.10. Les résultats du cisaillement et de l'oedomètre	25
Tab.2.11. Les résultats du module oedométrique.	26
Tab.2.12. Les résultats de l'analyse chimique.	27

Chapitre 03: Charges et surcharges

Tab.3.1. Les classe de pont.	30
Tab.3.2. Les valeurs du coefficient a_1	31
Tab.3.3. Les valeurs du coefficient a_2	31
Tab.3.4. Les valeurs d'A (L) pour chaque voie	31
Tab.3.5. Les valeurs d'A (L) pour chaque voie	32
Tab.3.6. La détermination du coefficient b_c	33
Tab.3.7. Les valeurs de B_c en fonction des voies chargées	33

Tab.3.8. Les valeurs des charges par essieu et par voie (B_c)	34
Tab.3.9.Les valeurs des charges par essieu et par voie(B_c)	34
Tab.3.10.Les valeurs de Surcharges max par voie	35
Tab.3.11.Les valeurs des charges B_t	35
Tab.3.12.Les valeurs des charges B_t	36
Tab.3.13.la valeur de la charge B_r	37
Tab.3.14.Les Résultats des surcharges Mc120	37
Tab.3.15.Les résultats des réactions max sollicitant la pile et la culée	50
Tab.3.16.Les combinaisons des charges	51
Tab.3.17.Les combinaisons max des réactions sous la culée	51
Tab.3.18.Les combinaisons max des réactions sous la pile	52
Tab.3.19.Les Réactions d'appuis max sous la pile et la culée	52

Chapitre 04: Etude des appuis

Tab.4.1.Les coefficients de poussées pour les différents cas sismique	62
Tab.4.2.Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions	62
Tab.4.3. Les efforts de poussée de surcharges des remblais pour les différentes conditions	63
Tab.4.4. Les Sollicitations dues aux charges permanentes	65
Tab.4.5.Les sollicitations dues aux surcharges du remblai	66
Tab.4.6.Les sollicitations dues aux poussées des terres	66
Tab.4.7. Les résultats des sollicitations sur la culée	67
Tab.4.8. Les moments et les efforts	78
Tab.4.9.Les sollicitations après les combinaisons.	90

Chapitre 05: Etude des fondations

Tab.5.1.Les valeurs de K_p	101
Tab.5.2.Les valeurs des pressions limites nettes du sondage N°6	103
Tab.5.3.Les valeurs des pressions limites nettes du sondage N°8	104
Tab.5.4. Le choix du diamètre ainsi que la longueur du pieu	108
Tab.5.5. Charges nominales à prendre en compte sur le pieu	111
Tab.5.6.Les valeurs du coefficient de portance K_p	112
Tab.5.7.La classification des sols	113
Tab.5.8.La Détermination des abaques	114
Tab.5.9.Tableau récapitulatif des résultats du PR N°08	117
Tab.5.10.Tableau récapitulatif des résultats du PR N°06	120

Liste des figures

Chapitre 01 : Généralités

Fig.1.1. Terminologie	1
Fig.1.2. Culée remblayée	3
Fig.1.3. Les différents types de pile	3
Fig.1.4. Le profile en long du pont	4
Fig.1.5. Coupe transversale du pont	5

Chapitre 02 : Etude géotechnique

Fig.2.1. L'essai pressiométrique Menard	10
Fig.2.2. L'abaque triangulaire de Taylor	17
Fig.2.3. Le diagramme de Casagrande	18
Fig.2.4. Les limites d'Atterberg	18
Fig.2.5. Limite de liquidité W_L	19
Fig.2.6. Limite de plasticité W_p	19
Fig.2.7. Schéma de la boîte de cisaillement	23
Fig.2.8. Schéma de l'appareil oedométrique	24
Fig.2.9. Interprétation de l'essai oedométrique	24

Chapitre 03 : Charges et surcharges

Fig.3.1. L'essai pressiométrique Menard	28
Fig.3.2. L'abaque triangulaire de Taylor	29
Fig.3.3. Le diagramme de Casagrande	29
Fig.3.4. Les limites d'Atterberg	30
Fig.3.5. Limite de liquidité W_L	30
Fig.3.6. Limite de plasticité W_p	34

Fig.3.7.Le système B_t	36
Fig.3.8.Système B_r	37
Fig.3.9.système Mc_{120}	38
Fig.3.10. Charges exceptionnelles D_{240}	39
Fig.3.11.Les lignes d'influences.	40
Fig.3.12.La travée en béton précontrainte sous la charge G	40
Fig.3.13. La travée en béton armé sous la charge G	40
Fig.3.14. La travée en béton précontrainte sous la charge A(L)	41
Fig.3.15. La travée en béton armé sous la charge A(L)	41
Fig.3.16.Les deux travées sous la charge A(L)	41
Fig.3.17.La travée en béton précontrainte sous la charge S_t	42
Fig.3.18.La travée en béton armé sous la charge S_t	42
Fig.3.19.Les deux travées sous la charge S_t	42
Fig.3.20.La travée en béton précontrainte sous la surcharge b_c	43
Fig.3.21.La travée en béton armé sous la surcharge b_c	44
Fig.3.22. Les deux travées sous la surcharge b_c	44
Fig.3.23. La travée en béton précontrainte sous la surcharge B_t	46
Fig.3.24.La travée en béton armé sous la surcharge B_t	47
Fig.3.25. Les deux travées sous la surcharge B_t	48
Fig.3.26.La travée en béton précontrainte sous la surcharge Mc_{120}	48
Fig.3.27. La travée en béton armé sous la surcharge Mc_{120}	49
Fig.3.28.Les deux travées sous la surcharge Mc_{120}	48
Fig.3.29.La travée en béton précontrainte sous la surcharge $M_{D_{240}}$	49
Fig.3.30.La travée en béton armé sous la surcharge $M_{D_{240}}$	49
Fig.3.31.Les deux travées sous la surcharge $M_{D_{240}}$	51

Chapitre 04 : Etude des appuis

Fig.4.1. Perspective de la culée	56
Fig.4.2. La vue en plan de la culée	57
Fig.4.3. Coupe sur le mur garde-grève et l'appareil d'appui	57
Fig.4.4. La dalle de transition	59
Fig.4.5. Les dimensions de la semelle	58
Fig.4.6. Les dimensions du corbeau	59
Fig.4.7. Les dimensions du mur frontal	59
Fig.4.8. Le poids des terres sur la dalle de transition et la semelle	60
Fig.4.9. La poussée des terres	61
Fig.4.10. La poussée des surcharges	63
Fig.4.11. Le moment stabilisant et renversant	64
Fig.4.12. Ferrailage de la dalle de transition selon l'axe x	72
Fig.4.13. Ferrailage de la dalle de transition selon l'axe y	73
Fig.4.14. Ferrailage du mur gard grève	75
Fig.4.15. Possée des terres sur le mure frontal	76
Fig.4.16. Ferrailage du mure frontal	78
Fig.4.17. Les contraintes sous la fondation	79
Fig.4.18. Schémas de ferrailage de la semelle selon B	80
Fig.4.19. Coupe transversal sur la pile	81
Fig.4.20. La répartition des charges sur le chevêtre	82
Fig.4.21. Coupe sur le chevêtre	82
Fig.4.22. Réaction d'appuis à L'ELU	83
Fig.4.23. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	83
Fig.4.24. Diagramme des moments à l'ELU	83
Fig.4.25. Réaction d'appuis à l'ELS	84

Fig.4.26. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS	84
Fig.4.27. Diagramme des moments à l'ELS	84
Fig.4.28. Ferrailage du chevêtre	87
Fig.4.29. Le fut sous son poids propre	87
Fig.4.30. Le fut sous la charge du tablier	88
Fig.4.31. Le fut sous la charge du vent	88
Fig.4.32. Le fut sous la force de freinage	89
Fig.4.33. Vue en plan sur le fut	90
Fig.4.34. Ferrailage du fût	91
Fig.4.35. Ferrailage de la semelle	93

Chapitre 05 : Etude des fondations

Fig.5.1. Les différents types de fondations superficielles	95
Fig.5.2. Les paramètres de calcul des Fondations superficielles.	98
Fig.5.3. Les caractéristiques de différentes couches de sol	99
Fig.5.4. L'encastrement équivalent	101
Fig.5.5. La pression limite équivalente	102
Fig.5.6. Les caractéristiques du sol déterminées à partir du sondage carotté N°09	102
Fig.5.7. Les caractéristiques du sol déterminées à partir du sondage carotté N°07	104
Fig.5.8. Les Fondations profondes	107
Fig.5.9. Le Principe de fonctionnement d'un pieu isolé	109
Fig.5.10. Les charges limites d'un pieu isolé	110
Fig.5.11. Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente	112
Fig.5.12. Les valeurs du frottement latéral unitaire	114
Fig.5.13. Le sondage pressiométrique N°6	115
Fig.5.15. La disposition des pieux sous la pile et la culée	121

Fig.5.16.La section du ferrailage pour les pieux de la culée	123
Fig.5.17.Schéma de ferrailage des pieux au niveau de la culée	124
Fig.5.18. Schéma de ferrailage des pieux au niveau de la pile.	125

Liste des symboles

γ_b : Poids volumique humide.

γ_d : Poids volumique sec.

γ_s : Poids volumique des grains solide.

γ' : Poids volumique déjaugé.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

e : L'indice des vides.

n : La porosité.

C_u : Coefficient d'uniformité de Hazen.

C_c : Coefficient de courbure.

D_{30} : Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.

D_{60} : Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.

D_{10} : Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.

W_p : La limite de plasticité.

W_l : La limite de liquidité.

I_p : L'indice de plasticité.

I_l : L'indice de liquidité.

I_c : L'indice de consistance.

S_r : Degré de saturation.

G_M : Le module pressiométrique

E_M : Le module de déformation.

P_l : La pression limite pressiométrique.

P_l^* : La pression limite nette.

σ_h : La contrainte totale horizontale.

σ_v : La contrainte totale verticale.

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

K_a : Coefficient de poussée.

γ_b : Poids volumique du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

α : Angle de talus avec l'horizontal.

β : Inclinaison de la culée.

δ : Angle de frottement sol – béton.

H_x : L'effort sismique horizontal.

H_y : L'effort sismique vertical

M_s : Le moment stabilisant.

M_r : Le moment renversant.

σ_s : Contrainte limite à la traction.

σ_b : Contrainte ultime de compression

ν : Coefficient de poisson.

Q_l : La charge limite.

Q_{pl} : La résistance limite du sol sous la pointe du pieu.

Q_{sl} : La résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu.

Q_c : La charge de fluage.

Q_n : La charge nominale.

q_{pl} : La contrainte de rupture sous la pointe.

K_p : Le facteur de portance.

q_{sl} : Frottement latéral unitaire.

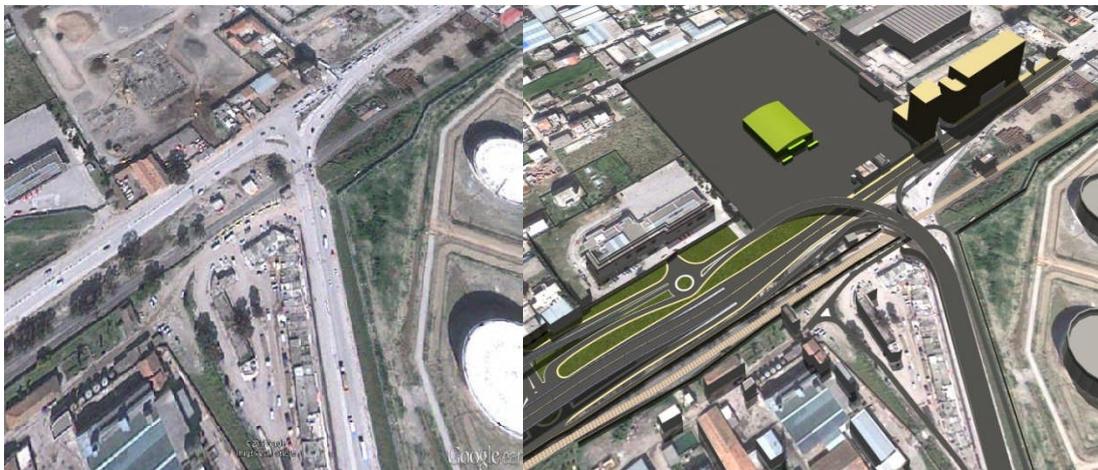
C_c : L'efficacité de groupe de pieu

Introduction générale

En Algérie, les infrastructures routières et autoroutières jouent un rôle majeur dans le déplacement des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière constituée de plus 111300 km de routes et plus de 5000 ouvrages d'art assurant près de 95% des déplacements terrestres de personnes et de marchandises. Ce rôle est appelé à se renforcer à court et moyen terme par la réalisation notamment des projets structurants dans le cadre du projet directeur routier et autoroutier 2005-2025 dont elle s'inscrit la pénétrante de Bejaia qui reliera le chef-lieu de la wilaya, à partir de son port à l'autoroute est-ouest au niveau de l'échangeur d'ahnif (wilaya de Bouira) en passant par les villes d'El-kseur, Sidi aich, Akbou, Tazmalt et Mehdellahet un échangeur de quatre ouvrages d'art dans de la ville de Bejaia qui induiront des avantages certains pour l'ensemble de la région.

Dans le cadre de ce fameux projet, un échangeur sera construit au carrefour des quatre chemins de la ville de Bejaia. L'échangeur étant d'intérêt public, il va répondre aux nouvelles demandes de transport dans le but d'améliorer les échanges entre la région de Bejaia et la zone des haut plateaux et de faciliter aussi les conditions de circulation sur principales voies d'accès à la ville sur les RN 12 et 09.

La zone d'influence du projet couvre la wilaya de Bejaia, et elle cohabite plusieurs infrastructures dont il s'inscrit l'échangeur des quatre chemins qui est un projet d'ampleur pour élargir le réseau routier à satisfaire la circulation automobile dans le but de répondre au développement économique de la wilaya.



Avant réalisation

après réalisation

Un échangeur autoroutier est un système qui nous permet de s'engager sur une voie rapide, ou de la quitter pour prendre une autre route du réseau routier ordinaire. Il se trouve aux intersections entre autoroutes, ou entre autoroute et un autre type de route. Il permet d'éviter tout croisement pour limiter le ralentissement.

Un échangeur autoroutier compte au minimum un pont permettant à une autoroute d'enjamber l'autre et la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles et naturelles puisque il est destiné à offrir un service aux usagers. Une prise de conscience sur la nécessité de prévenir tous les risques pouvant engendrer des catastrophes très lourdes ; tant sur le plan matériel que sur la vie humaine. Ces catastrophes peuvent être directement liées à la mauvaise reconnaissance du

sol supportant l'ouvrage, ce qui oblige la réalisation des programme d'étude de sol avec la multiplication des reconnaissances géologique et géotechnique en vue de définir la stabilité dans le temps des projets de consruction.

La réglementation algérienne impose une étude de sol pour tout projet public ou privé. La contenance de cette étude est fixée en commun accord entre le bureau et le laboratiore chargés de l'étude du sol. Cette dernière est dite reconnaissance géotechnique,et censée a fournir les paramètre du sol qui permettent de choisir un mode de fondation adapté au sol et à la structure.

L'objet de notre travail est l'etude des fondations et les appuis du pont de l'ouvrage d'art n°04de l'échangeur des quatre chemins qui permet d'éviter le croisement des axes au niveau du carrfourqui mène vers Bejaia en passant par Iheddaden en venant de la route national n°12.ou n°09.

Chapitre 01 :

Généralités

1.1. Introduction

Le concepteur des ponts a pour but de rechercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

1.2. Définition d'un pont

Le terme « **pont** » est communément utilisé pour qualifier une structure reliant deux points séparés par une dépression ou par un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, bras de mer...etc.) ou créé par l'homme (route, chemin de fer, canal rivière ...etc.).

1.3. Classification des ponts [1]

Les ponts peuvent être classés suivant plusieurs critères sites ci-dessous :

- ✓ Suivant la voie portée (ponceau, dalot, viaduc).
- ✓ Suivant le matériau principale dont ils sont construits (bois, pierre, béton précontraint, béton armé et en métal).
- ✓ Suivant leur fonctionnement mécanique (pont en arc, voutés, suspendus, haubans et a poutres).
- ✓ Suivant la disposition en plan (pont droit, biais et courbe).

1.4. Les éléments constitutifs d'un pont [2]

Les ponts entraînent essentiellement des éléments porteurs et des appuis, les éléments porteurs transmettent aux appuis des efforts ou effets provenant des différentes charges qu'ils ont à supporter et les appuis les transmettent ces derniers au sol par l'intermédiaire des fondations. (Voir la figure ci-dessous).

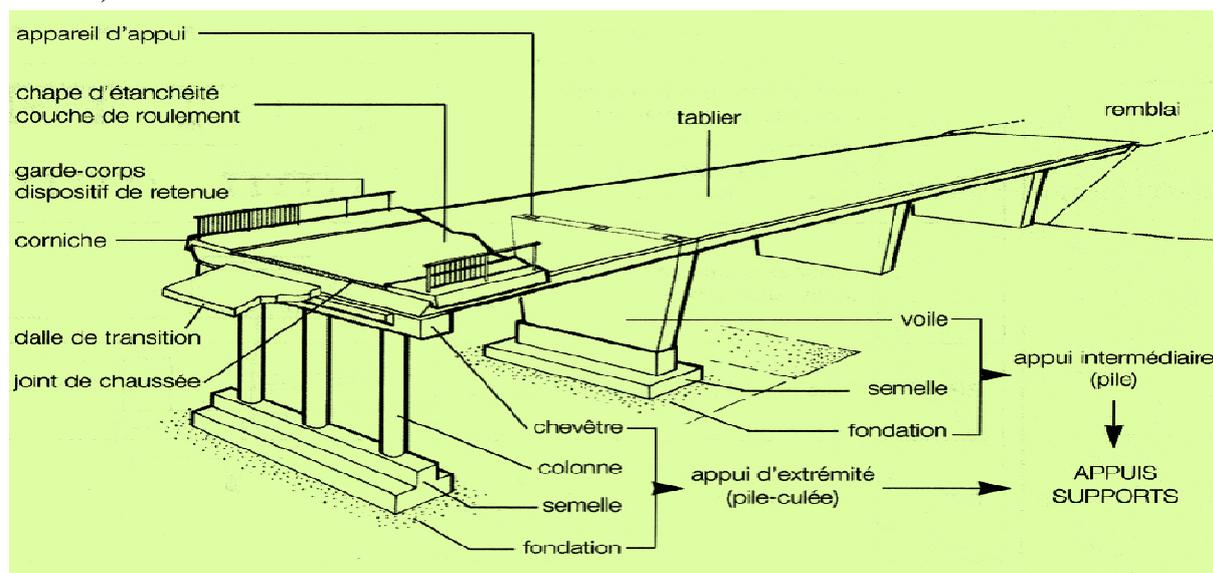


Figure 1.1 : Terminologie. [2]

1.4.1. Le tablier

C'est la partie située sous voie, il est composé soit de poutres principales solidarisiées par un hourdis supérieur, soit par la dalle elle-même. L'hourdis est une dalle coulée sur place surmontée d'une chape d'étanchéité et d'un revêtement en asphalte.

1.4.2. Les appuis [3]

1.4.2.1. La culée

Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant et des formes aussi simples que possible.

La fonction de la culée



Fonctionnement mécanique

Fonctionnement technique



- Une bonne transmission au sol des fondations.
La limitation des déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

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

✓ Le choix de type de culée

On distingue plusieurs types de culées :

- ✓ Les culées enterrées
- ✓ Les culées remblayées
- ✓ Les culées creuses

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur terrain en remblai. Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

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

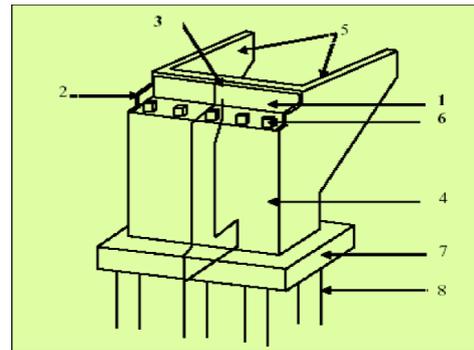


Figure 1.2 : Culée remblayée.

1.4.2.2. La pile[3]

La pile est un appui intermédiaire qui transmet les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. La pile joue un rôle moins important dans le fonctionnement mécanique 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. Il existe plusieurs types de pile (voir la figure suivante) :

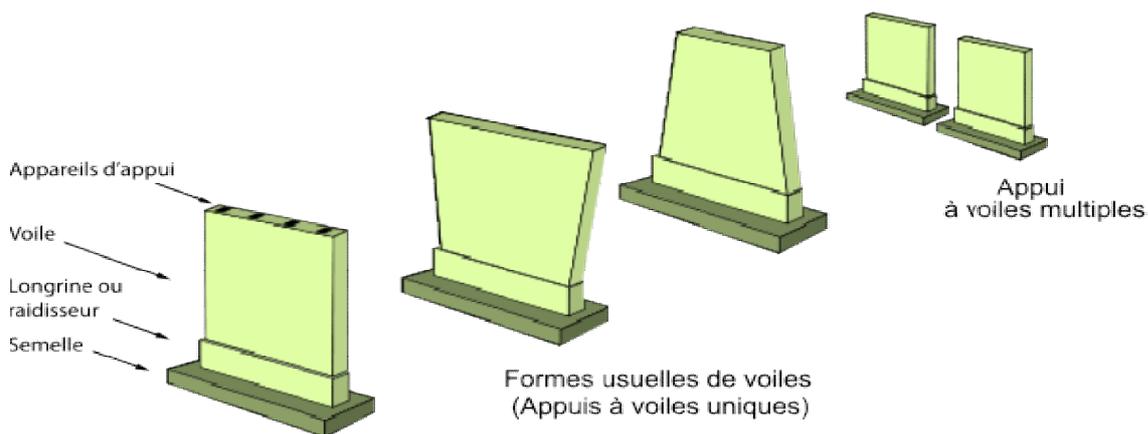


Figure 1.3: Les différents types de pile.

Le type de piles utilisées dans notre projet est de type poteau (colonne).

1.4.3. Les équipements

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de Nature, conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers, les plus utilisés sont cité ci-dessous :

- ✓ Les appareils d'appuis (articulation en béton, élastomères frettés...etc.)
- ✓ Etanchéité et couche de roulement
- ✓ Joints de chaussée
- ✓ Dispositifs de retenue (les gardes corps, les glissières, les barrières)
- ✓ Les corniches
- ✓ Les trottoirs et les pistes cyclables
- ✓ Les canalisations et les évacuations des eaux
- ✓ Les perrés.

1.4.4. Les fondations

Elles sont destinées à répartir les charges du pont sur le sol d'assise.

1.5. Présentation du projet et site de l'ouvrage

L'objet de notre travail consiste à calculer les fondations et les appuis du pont routier de l'ouvrage d'art n°04 qui se situe au carrefour des quatre chemins de la ville de Bejaia.

Le but du l'ouvrage est d'éviter le croisement des axes du carrefour qui mène vers Bejaia en passant par Iheddaden en venant de la route nationale n°12 ou n°09.

1.5.1. Les données fonctionnelles

➤ tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérer par les coordonnées de ces points caractéristiques.

➤ Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

La longueur de pont est de 82.22m, ainsi il est composé de trois travées comme suit :

- ✓ Une travée centrale avec des poutres en béton précontraint de 33.40m.
- ✓ Deux travées extrêmes avec des poutres en béton armé de 20.00 m.

Le profil en long de notre pont présente une pente de 1.57% entre la C10 et P20 ainsi une pente de 2.22% entre la P30 et C40.

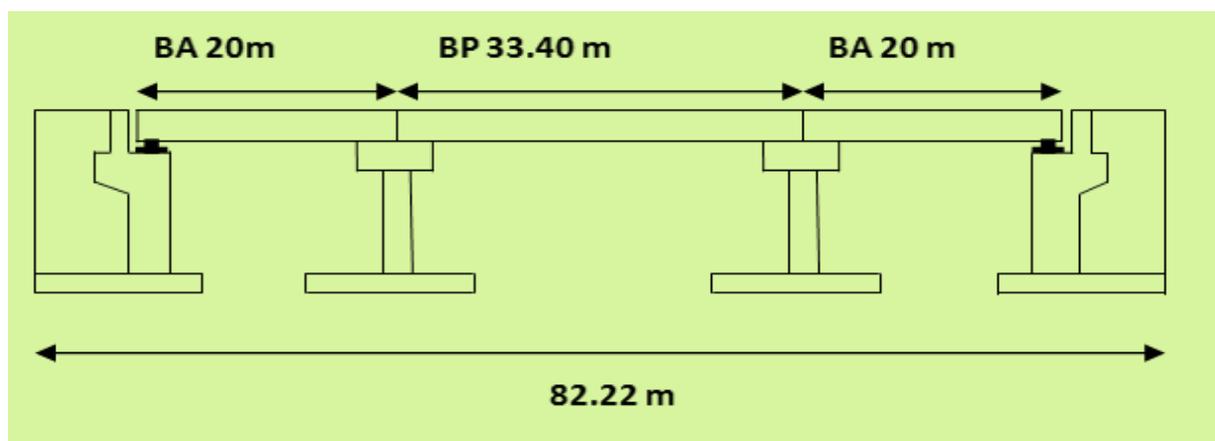


Figure 1.4: Le profile en long du pont.

✓ Profil en traves

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le tablier est constitué de 02 voies de 3.7 m chacune et 01 voie de 3.5 m avec :

- ✓ Largeur chargable : $L_c = 9.90$ m
- ✓ Largeur roulable : $L_r = 10.90$ m
- ✓ 02 trottoirs de 0.75 m chacun.
- ✓ Dévers est de 2.5%.

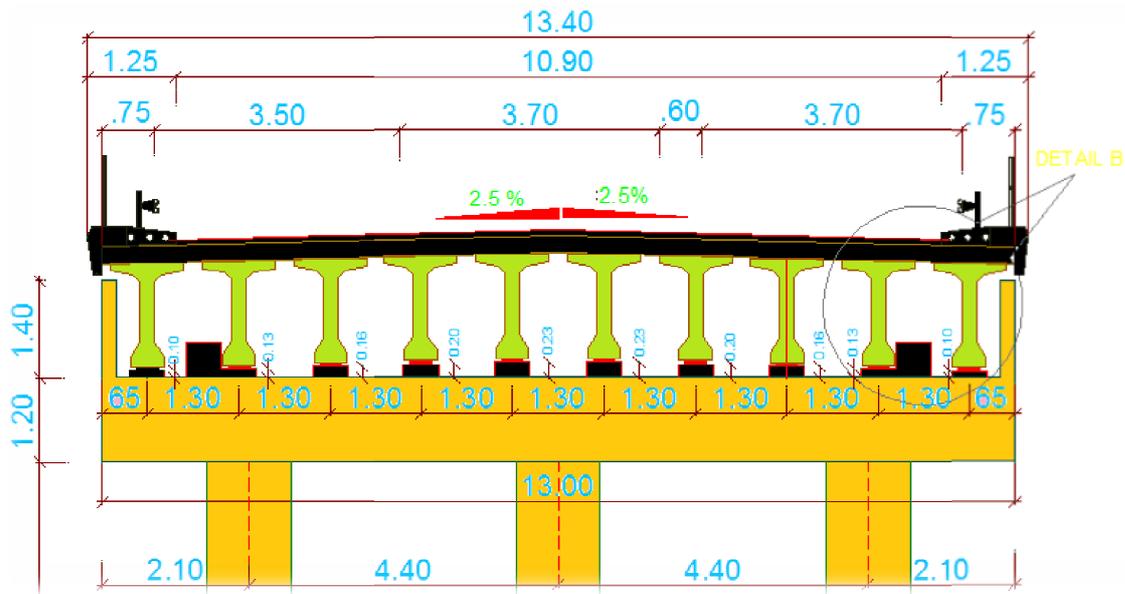


Figure 1.5: Coupe transversale du pont.

1.5.2. Les données naturelles

➤ Données sismologiques

La région de Bejaia est située dans la zone IIA, zone de moyennesismicité. La conception et la réalisation des ouvrages devront tenir compte de la sismicité de la région et du règlement parasismique algérien en vigueur.

➤ Données topographiques

L'assiette présente une topographie relativement plate.

➤ Données géologiques

La Géologie de la région de Bejaïa est représentée par des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux de djebel Gourara et Adrar Oufarnou.

La coupe géologique établie à partir de la carte géologique de Bougie échelle 1/50.000 de l'année 1956, entre le synclinal de la vallée Soummam jusqu'à l'anticlinal du djebel Gouraya, nous a permis de distinguer les différents ensembles géologiques suivants :

- ✓ Des dépôts alluvionnaires anciens et récents : basses terrasses, sables, argiles et argiles vaseuses de la vallée Soummam.
- ✓ Des brèches de pentes reçimentées d'âge mioplicène rencontrés dans l'ancienne ville passant sous les argiles gris- blanchâtre de l'oued Sghir, on retrouve ce niveau argileux jusqu'à la région de Mellala.

➤ **Données géotechniques**

La reconnaissance du sol est une étape fondamentale et essentielle pour définir le type d'ouvrage ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

➤ **Données hydrologiques**

L'ouvrage est situé à l'embouchure de la rive gauche de l'oued Soummam, c'est le principal oued de la région où de nombreux affluents se jettent.

Du fait de sa proximité de la méditerranée, un climat maritime tempéré caractérise la région avec des hivers humides et pluvieux et des étés secs et chauds. Les précipitations moyennes annuelles de la région varient de 800 à 1100 mm/an.

Chapitre 02 :

Etude géotechnique

2.1. Introduction

A la demande de la Direction des Travaux Publics de Bejaia (D.T.P de Bejaia), par le bon de commande N° 836/2010 en date du 02/12/2010, le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est – Antenne de Bejaia- a entrepris la campagne géologique et géotechnique du site prévu pour la réalisation d'un échangeur au carrefour des 04 chemins - Bejaia.

Cette étude a pour but, après une description des formations géologiques du sol (géométrie, caractéristiques géotechniques), de recommander le type de fondation, l'ancrage des semelles, et le taux de travail compatible avec des tassements; ainsi que de cerner les risques géotechniques éventuels tels que l'agressivité des sols, gonflement, drainage, instabilité,...etc.

2.2. Les essais in situ [4]

Les essais in-situ permettent de déterminer les caractéristiques de sol en place (Perméabilité, cohésion, cisaillement, indice des vides....etc.).

Le but de ces essais est de compléter ou même remplacer les essais sur échantillons intacts au laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols avec d'avantage de précision. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes quand les carottes prélevées sont trop modifiées.

Les essais in-situ les plus utilisés dans une étude géotechnique sont :

- ✓ Sondage carotté.
- ✓ Essai Pressiomètre.
- ✓ Essai pénétromètre statique.
- ✓ Essai pénétromètre dynamique.
- ✓ Essai pénétromètre standard (SPT).

Pour l'implantation des essais in-situ, toutes les mesures de sécurité ont été prises, à savoir le passage des conduites de gaz et les réseaux électriques et hydrauliques.

Dans notre cas L'implantation des sondages a été effectuée en collaboration avec SONELGAZ, SONATRACH ; la DTP de Bejaia et le bureau d'étude.

2.2.1. Les sondages carottés

C'est une méthode directe de prélèvement de sous-sol pour déterminer de façon précise la nature des terrains et la qualité de la roche. Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu, peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier.

Le mode d'enfoncement de carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (Battage ou pression) ou bien par rotation, le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.

Le laboratoire des travaux publics de l'EST a réalisé cinq (05) sondages carottés de reconnaissance de profondeur moyenne de 40 m dans le but de :

- ✓ Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- ✓ Déterminer la nature du sous-sol.
- ✓ Prélever des échantillons pour réaliser des essais de laboratoire.

2.2.1.1. Description visuelles des sondages carottés

Tableau 2.1 : Résultats des sondages carottés.

<i>N°</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>Description visuelles des sondages</i>
SC N°1	0.00-2.00	Remblai
	2.00-6.30	Argiles limoneuses plastique de couleur brune
	6.30-23.40	Argiles limoneuses à aspect vaseux de couleur grise noirâtre
	23.40-30.40	Passage alluvionnaire constitué de sable et de galet
	30.40-35.40	Argiles marneuses de couleur grise noirâtre
SC N°3	0.00-2.00	Remblai
	2.00-8.00	Argiles limoneuses plastique de couleur brune
	8.00-19.00	Argiles limoneuses à aspect vaseux de couleur grise noirâtre
	19.00-24.40	Argiles sableuses avec passage alluvionnaire
	24.40-44.70	Argiles marneuses de couleur grise noirâtre
SC N°5	0.00-2.00	Remblai
	2.00-9.00	Argiles limoneuses plastique de couleur brune
	9.00-23.00	Argiles limoneuses à aspect vaseux de couleur grise noirâtre
	23.00-25.00	Argiles sableuses avec passage alluvionnaire
	25.00-31.00	Argiles marneuses de couleur grise noirâtre
SC N°7	0.00-0.30	Terre végétale
	0.30-6.00	Argiles limoneuses plastique de couleur brune
	6.00-24.30	Argiles limoneuses à aspect vaseux de couleur grise noirâtre
	24.30-24.70	Passage alluvionnaire dans une matrice argileuse
	24.70-45.70	Argiles marneuses renferment des débris de coquille
SC N°9	0.00-5.00	Remblai
	5.00-7.40	Argiles limoneuses plastique de couleur brune
	7.40-16.20	Argiles limoneuses à aspect vaseux de couleur grise noirâtre
	16.20-20.40	Argiles sableuses avec un passage alluvionnaire
	20.40-44.50	Argiles marneuses de couleur grise noirâtre

Note: voir le plan d'implantations et les coupes lithologiques des sondages carottés dans l'annexe.

2.2.1.2. Interprétation des résultats

Formation 01 : Cette formation correspond à une couche de remblai (sondage n°1, 3, 5,9) son épaisseur varie de 2m à 5m et une terre végétale (sondage n°7) de 30 cm d'épaisseur.

Formation 02 : Cette formation correspond à une couche continue d'argiles limoneuses plastique de couleur brune, située entre 2 à 9 m.

Formation 03 : Cette formation correspond à une couche continue d'argiles limoneuses à aspect vaseux de couleur grise noirâtre située en 6 à 24.30 m (SC n°1, 5,7) et 7.40 à 19 m (SC n° 3, 9) de profondeur.

Formation 04 : Cette formation correspond à une couche continue d'argiles sableuses avec un passage alluvionnaire (sondage n°3, 5, 7,9) situés entre 16.20 à 25m, et un passage alluvionnaire constitué de sable et de galet (sondage n°1) situé entre 23.40 à 30.40m.

Formation 05 : Cette formation correspond à une couche d'argiles marneuse de couleur grise noirâtre (sondage n°1, 3, 5,9) située entre 20.40 à 44.70m, et d'une couche d'argiles marneuses renferment des débris de coquille (sondage n°7) située entre 24.70 à 44.70m.

2.2.2. L'essai pressiométrique

2.2.2.1. Définition de l'essai

Cet essai dû à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable qu'on fait descendre dans un forage à la profondeur voulu. La cellule de mesure et les deux cellules de garde (voir la figure 2.1) sont gonflées par paliers successifs. Grâce aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol peut être considérée comme uniforme.

Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol.

Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-élastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométrique : $E = K \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$

- Avec : ΔP : palier de pression appliquée à la sonde.
 ΔV : augmentation de volume de la sonde.
 K : constante liée à la géométrie de la sonde.

Au-delà de la pression dite de fluage (P_F), le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, on atteint alors la pression limite (P_L).

Ces deux paramètres importants E et P_L sont utilisés pour calculer le tassement, ainsi que la contrainte de rupture d'une fondation superficielle ou profonde. Le pressiomètre est également utilisé pour contrôler in-situ l'amélioration d'un sol (compactage, consolidation dynamique).

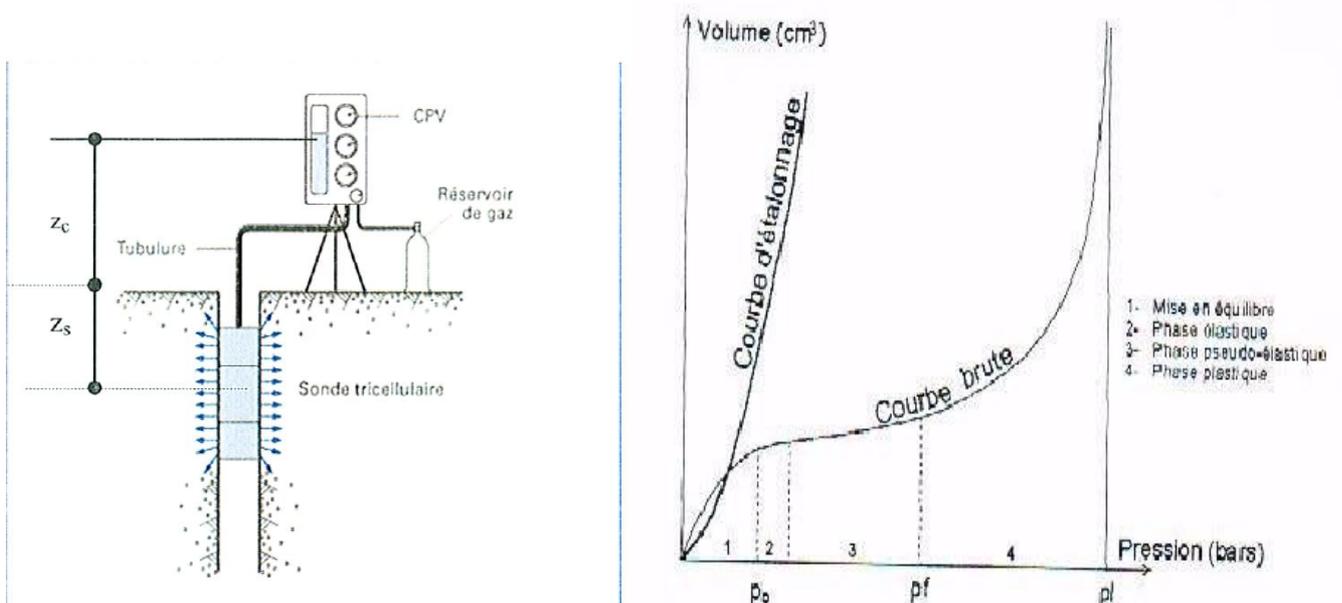


Figure 2.1 : L'essai pressiométrique Menard.

2.2.2.2. Les résultats de l'essai pressiométrique

Le laboratoire des travaux publics de l'EST a réalisé quatre (04) sondages pressiométriques de profondeur moyenne de 28m, réalisés par pas de 2m dans le but de :

- ✓ Connaître les déformations du sous-sol selon les paliers de contrainte.
- ✓ Déterminer la nature des couches traversées par la tarière hélicoïdale.
- ✓ Déterminer le taux de travail du sol compatible avec les tassements.

Les résultats sont présentés sur les tableaux ci-dessous :

✓ **Pressiomètre N°1**

Tableau 2.2 : Résultats de l'essai pressiométrique N°1

<i>Profondeur en mètre</i>	<i>Module pressiométrique E en (Bars)</i>	<i>Pression limite P_L en (Bars)</i>	<i>E / P_L</i>
2	26.67	1.84	14.49
4	49.96	5.42	9.22
6	40.96	4.92	8.33
8	14.6	2.67	5.47
10	5.29	2.38	2.22
12	5.54	1.48	3.74
14	3.05	1.78	1.71
16	2.11	1.88	1.12
18	6.69	2.86	2.34
20	26.44	5.26	5.03
22	39.07	5.93	6.59
24	30.12	7.38	4.08
26	107.22	14.28	7.54
28	123.58	15.18	8.14

✓ Pressiomètre N°2

Tableau 2.3 : Résultats de l'essai pressiométrique N°2

<i>Profondeur en mètre</i>	<i>Module pressiométrique E en (Bars)</i>	<i>Pression limite P_L en (Bars)</i>	<i>E/ P_L</i>
2	38.88	4.78	8.13
4	65.01	4.98	13.05
6	69.73	4.48	15.57
8	19.65	3.01	6.53
10	35.44	3.65	9.71
12	32.82	3.68	8.92
14	1.15	3.08	2.97
16	20.68	5.08	4.07
18	48.38	4.77	10.14
20	24.95	3.18	7.85
22	167.72	8.75	19.17
24	109.64	9.7	11.3
26	111.77	11.77	9.5
28	205.91	19.91	10.34

✓ Pressiomètre N°6

Tableau 2.4 : Résultats de l'essai pressiométrique N°6

<i>Profondeur en mètre</i>	<i>Module pressiométrique E en (Bars)</i>	<i>Pression limite P_L en (Bars)</i>	<i>E/ P_L</i>
2	22.56	3.48	6.48
4	62.43	5.4	11.56
6	34.69	4.45	7.8
8	18.93	2.77	6.83
10	19.95	2.38	7.12
12	53.74	5.62	9.56
14	16.05	3.38	4.75
16	5.77	2.58	2.24
18	6.14	2.08	2.95
20	414.84	20.91	19.84
22	200.6	20.05	10.01
24	595.47	22.21	26.81
26	543.42	22.59	24.06
28	524.67	28.18	18.62

✓ Pressiomètre N°8

Tableau 2.5 : Résultats de l'essai pressiométrique N°8

<i>Profondeur en mètre</i>	<i>Module pressiométrique E en (Bars)</i>	<i>Pression limite P_L en (Bars)</i>	<i>E/ P_L</i>
2	39.56	3.88	10.2
4	102.4	5.89	17.39
6	47.83	4.69	10.2
8	52.16	3.92	13.31
10	3.02	1.38	2.19
12	6.19	1.97	3.14
14	5.05	2.38	2.12
16	11.47	3.78	3.04
18	9.67	3.28	2.95
20	18.13	4.08	4.44
22	31.44	6.24	5.04
24	16.04	5.18	3.1
26	17.54	4.78	3.68
28	27.74	4.7	5.91

2.3. Essai de laboratoire [4]

Les essais du laboratoire sur échantillons permettent de compléter et de confirmer la Reconnaissance in-situ, ainsi identifié physiquement et mécaniquement le sol.

Programme des essais

Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons paraffinés prélevés des sondages carottés aux profondeurs indiquées dans le tableau ci- dessous :

Tableau 2.6 : Programme des essais

<i>N° du sondage</i>	<i>Profondeur de l'échantillon (m)</i>	<i>Type d'essai</i>
<i>SCN°1</i>	(3.70-4.00), (14.00-14.35), (33.20-33.70)	<ul style="list-style-type: none"> - Teneur en eau naturelle (W_n %), - Masse volumique apparente sèche γ_d, - Analyse granulométrique et sédimentométrique - Limites d'Atterberg: <ul style="list-style-type: none"> ○ limite de liquidité (W_L %), ○ limite de plasticité (W_P %), ○ Indice de plasticité (I_P %), - Essai de cisaillement non consolidé non drainé, à la boîte de Casagrande (UU), - Odomètre (Pc,Cc et Cg) - Analyses chimiques sommaires du sol (A.C.S)
<i>SCN°3</i>	(6.90-7.30), (14.20-14.70), (26.30-26.70)	
<i>SCN°5</i>	(6.00-6.60), (18.00-18.30), (28.20-28.65)	
<i>SCN°7</i>	(3.20 – 3.65), (9.30 - 9.70), (14.00- 14.50), (28.00- 28.40)	
<i>SCN°9</i>	(10.40 - 10.80), (22.20 - 22.85)	

L'étude au laboratoire permet de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques qui seront prise en compte dans les calculs des stabilités et de tassement.

Les essais de laboratoire peuvent être classés en trois types :

- ✓ Les essais d'identification.
- ✓ Les essais mécaniques.
- ✓ L'analyse chimique.

2.3.1. Les essais d'identification

2.3.1.1. Les caractéristiques de nature

➤ Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à Φ en fonction de la dimension Φ d'un grain. On l'obtient par tamisage.

Tableau 2.7 : Fractions granulaires des échantillons

N° du SC	Profondeur (m)	Fractions granulaires des échantillons				Nature lithologique des échantillons
		Argiles $\Phi < 2\mu$	Limons $2\mu < \Phi < 63\mu$	Sables $63\mu < \Phi < 2mm$	Graviers $2mm < \Phi < 63mm$	
SC N°1	(3.70-4.00)	45	48	7	0	Argiles limoneuse
	(14.00-14.35)	41	54	5	0	
	(33.20-33.70)	31	55	14	0	
SC N°3	(6.90-7.30)	57	37	6	0	Argile
	(14.20-14.70)	47	51	2	0	Argiles limoneuse
	(26.30-26.70)	31	58	11	0	
SC N°5	(6.00-6.60)	50	44	6	0	Argile limoneuse
	(18.00-18.30)	35	59	6	0	
	(28.20-28.65)	25	65	10	0	Limon argileux
SC N°7	(3.20 - 3.65)	50	42	8	0	Argile
	(9.30 - 9.70)	42	51	5	2	Argile limoneuse
	(14.00- 14.50)	36	58	6	0	
	(28.00- 28.40)	31	53	14	0	
SC N°9	(10.40 - 10.80)	39	54	7	0	Argiles limoneuse
	(22.20 - 22.85)	30	58	12	0	

➤ **Classification des sols grenus et sols fins avec L'abaque triangulaire de Taylor**

Cet abaque utilise seulement la granulométrie, et qui permet de baptiser un sol (argile, limon, sable, argilo-sableux...).

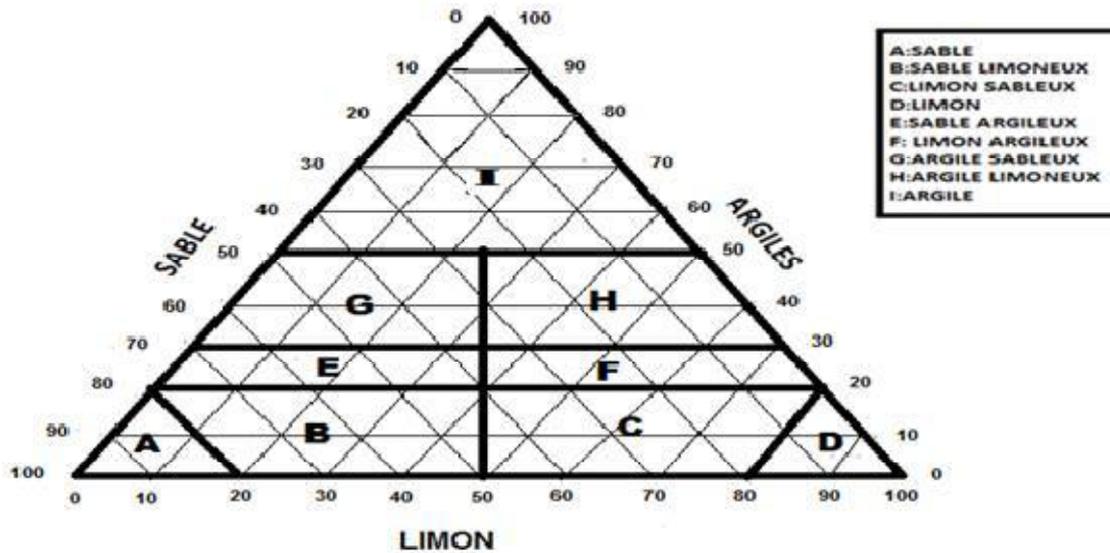


Figure 2.2 : L'abaque triangulaire de Taylor.

La classification triangulaire indique trois classes de sol :

Classe H : argiles limoneuses pour :

- ✓ Les échantillons des sondages carottés (SC1 et SC9).
- ✓ Au niveau des profondeurs (14.20-14.70m), (26.30-26.70m) de SC3.
- ✓ Au niveau des profondeurs (18.00-18.30m), (6.00-6.60m) de SC5.
- ✓ Au niveau de profondeur (9.30-9.70m), (14.00-14.50m), (28.00-28.40m) de SC7.

Classe F : limons argileux pour :

- ✓ L'échantillon (28.00-28.65m) de sondage SC5.

Classe I : argiles pour :

- ✓ L'échantillon (6.90-7.30) de sondage carotté SC3.
- ✓ Au niveau de profondeur (3.20-3.65m) de sondage SC7.

➤ **Classification des sols grenus et sols fins avec le diagramme de Casagrande**

Ce diagramme concerne seulement les sols fins et qui fait intervenir les limites d'Atterberg.

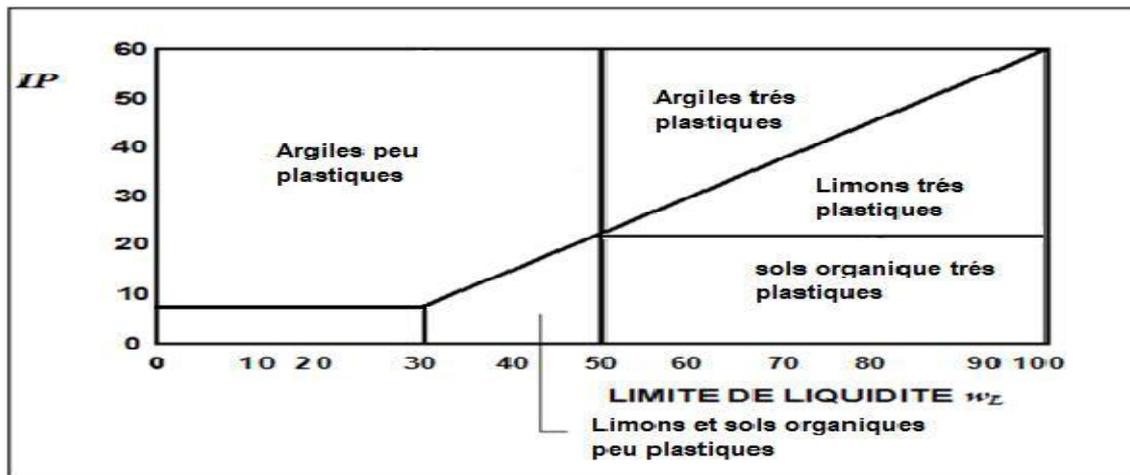


Figure 2.3 : Le diagramme de Casagrande

➤ Les limites d'atterberg

La classification des sols fins utilise le critère de plasticité liée aux limites d'Atterberg, ces limites sont mesurées sur la fraction du sol qui passe au tamis de 0.4 mm.

Les sols fins ont la propriété d'absorber des quantités d'eau très importantes, au contraire de se dessécher, ceci en fonction de l'humidité.

Les limites d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondants aux Limites. Ces trois états sont :

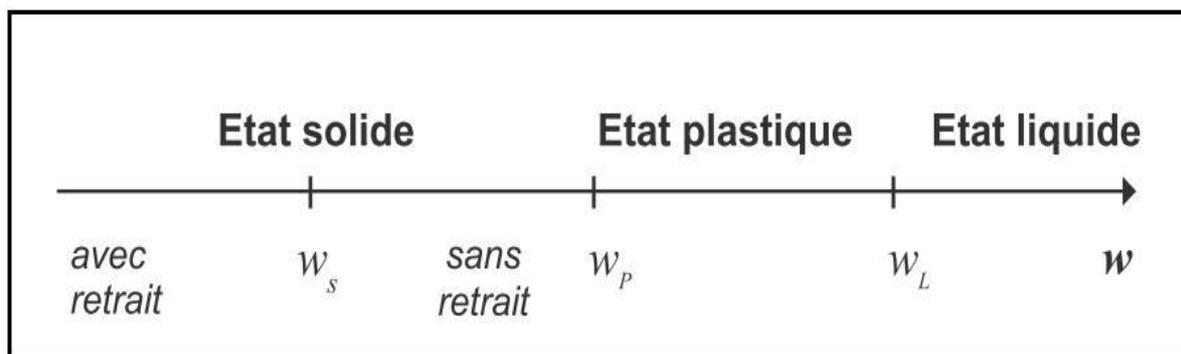


Figure 2.4 : Les limites d'Atterberg

Etat liquide : à teneur en eau élevée, le sol se réprend lorsqu'on le dépose sur une surface plane. Il ne possède aucune résistance, ses particules sont pratiquement séparées par l'eau.

Etat plastique : le sol est stable naturellement mais dès qu'un effort lui est appliqué, il subit de grandes parties irréversible sans variation notable de volume et sans apparitions de fissures. Le sol est malléable et conserve la forme qu'on lui donne. Lorsqu'on le triture il peut perdre une partie de sa résistance. Certains sols dits thixotropes ; ont la propriété de récupérer avec le temps une partie de leur résistance.

Etat solide : le sol a le comportement d'un solide. L'application d'un effort n'entraîne que de faibles déformations. Le passage à l'état solide s'effectue d'abord avec réduction du volume ou retrait, puis à volume constant, sans retrait.

a) Limite de liquidité w_L :

C'est la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol ou les argiles essayées s'écoulent comme un liquide sous l'influence de leur seul poids. Pour la déterminer on étend sur une coupelle une couche d'argile dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un outil à rainure, ensuite, on imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm et on mesure alors la teneur en eau de la pâte:

$$w_L = W (N/25)^{0,21}$$

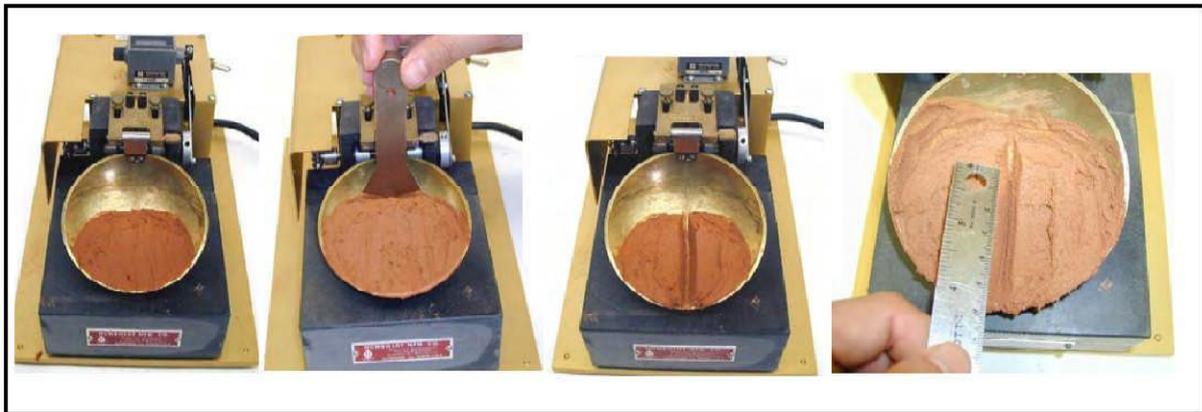


Figure 2.5 : Limite de liquidité w_L

b) Limite de plasticité w_p :

Pour déterminer la limite de plasticité on roule un échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité c'est la teneur en eau (exprimée en %) du fuseau qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm .

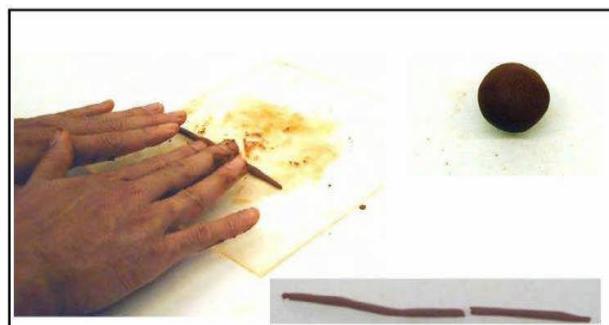


Figure 2.6 : Limite de plasticité w_p

c) **Indice de plasticité I_p :**

Il indique l'importance de l'étendue du domaine plastique de sol fin: $I_p = W_L - W_p$

d) **Indice de liquidité I_L :**

Le calcul de l'indice de liquidité s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_L = \frac{(W_{naturelle} - W_p)}{I_p}$$

e) **Indice de consistance I_c :**

Cette grandeur caractérise l'aptitude du sol à supporter des charges, elles dépendent de la consistance du sol :

$$I_c = \frac{(W_L - W_{naturelle})}{I_p}$$

Le tableau suivant résume les résultats des limites d'Atterberg et la classification des sols fins selon le diagramme Casagrande :

Tableau 2.8 : Les résultats des limites d'Atterberg

Numéro du sondage	Profondeur (m)	W_L (%)	W_p (%)	I_p	Classification sur le diagramme de Casagrande
SCN•1	3.70-4.10	64.8	30.07	34.73	Argiles très plastiques (At)
	14.00-14.35	64.48	31.13	33.55	
	33.20-33.70	49.98	23.50	26.48	Argiles peu plastiques (Ap)
SCN•3	6.90-7.30	74.27	32.16	42.11	Argiles très plastiques (At)
	14.20-14.70	62.28	29.72	32.16	
	26.30-26.70	48.33	23.53	24.80	Argiles peu plastiques (Ap)
SCN•5	6.0-6.60	71.65	32.02	39.63	Argiles très plastiques (At)
	18.00-18.30	51.91	24.75	27.16	
	28.20-28.65	39.69	18.63	21.06	Argiles peu plastiques (Ap)
SCN•7	3.20-3.65	66.57	31.19	35.38	Argiles très plastiques (At)
	9.30-9.70	64.83	27.04	37.79	
	14.00-14.50	60.35	29.31	31.04	
	28.00-28.40	50.00	22.79	27.21	Argiles peu plastiques (Ap)
SCN•9	10.40-10.80	63.91	31.23	32.68	Argiles très plastiques (At)
	22.20-22.85	49.68	23.31	26.37	Argiles peu plastiques (Ap)

Cette classification indique des argiles très plastiques de classe (A_t) qui deviennent peu plastiques de classe (A_p) en profondeur des sondages carottés.

2.3.1.2. Les caractéristiques d'état

a) La teneur en eau :

La teneur en eau d'un sol est le rapport du poids d'eau dans un échantillon au poids des grains solides, pour la déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif après séchage à l'étuve à une température de 105°C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évacuée) à la masse des solides obtenus après séchage, elle s'exprime en pourcentage:

$$W = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

b) Le degré de saturation :

Il dépend de la forme et de la taille des grains, et indique la quantité de l'eau contenue dans le sol, il est donné par le rapport de volume occupé par l'eau au volume total des vides:

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

c) Poids volumiques :

✓ Le poids volumique du sol humide (ou apparent):

γ_h : C'est le poids du matériau par unité de volume de l'échantillon : $\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$

✓ Le Poids volumique du sol sec γ_d

γ_d : C'est le poids des éléments solides par unité de volume de l'échantillon : $\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$

✓ le poids volumique des grains solides γ_s

γ_s : C'est le rapport du poids sec d'une quantité de sol au volume des grains de sol : $\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$

✓ le poids volumique déjaugé γ

Lorsque le sol est situé sous le niveau d'une nappe phréatique, il convient de séparer les effets mécaniques de l'eau.

$$\gamma = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$$

Avec γ_w : poids volumique de l'eau.

d) Indice de consistance : $I_c = \frac{(W_L - W)}{I_p}$

e) L'indice des vides (e) et la porosité (n) :

e : C'est le rapport du volume des vides au volume des grains solides $e = \frac{V_v}{V_s}$

n : C'est le rapport du volume des vides au volume total $n = \frac{V_v}{V_t}$

La relation entre la porosité et l'indice des vides est : $n = \frac{e}{e+1}$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus, et leurs interprétations selon la classification LCPC :

Tableau 2..9 : Les résultats de caractéristique d'état

N° du sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau W_m (%) et appréciation état		Densité humide γ_h (t/m^3)	Densité sèche γ_d (t/m^3) et appréciation d'état		Degré de saturation S_r (%)	Indice de consistance I_c et appréciation	
SC1	3.70-4.10	22.88	MH	2.04	1.67	Dense	98.95	1.21	Consistant
	14.00-14.35	48.81	FH	1.73	1.16	Lâche	98.60	0.47	Mou
	33.20-33.70	21.65	MH	2.10	1.72	Dense	99.93	1.07	Consistant
SC3	6.90-7.30	28.15	FH	1.98	1.55	Lâche	99.72	1.09	Consistant
	14.20-14.70	44.29		1.72	1.19		94.67	0.56	Mou
	26.30-26.70	23.11	MH	2.10	1.69	Dense	100	1.02	Consistant
SC5	6.00-6.60	26.02	FH	1.99	1.58	Lâche	99.10	1.15	Consistant
	18.00-18.30	39.71		1.76	1.26		93.94	0.45	Mou
	28.20-28.65	19.67	MH	2.10	1.74	Dense	96.26	0.95	Mi-dur
SC7	3.20 3.65	24.00	MH	2.00	1.62	Dense	98.00	1.2	Consistant
	9.30 9.70	39.50	FH	1.80	1.30	Lâche	99.00	0.67	Ferme
	14.00 14.50	46.00		1.70	1.20		94.00	0.45	Mou
	28.00 28.40	45.00		2.00	1.70	Dense	98.50	0.18	Pateau
SC9	10.40-10.80	46.35	FH	1.73	1.18	Lâche	97.10	0.54	Mou
	22.20-22.85	21.42	MH	2.12	1.74	Dense	100	1.07	Consistant

Remarque :

LCPC et le SETRA, sont très utilisées en géotechnique routière et qui donne des renseignements pratiques sur l'aptitude des sols à être utilisés en remblai

Ces résultats indiquent un sol lâche en surface ($\square_d < 1.6$), à dense en profondeur ($1.6 < \square_d < 1.8$), moyennement humide (MH) en profondeur ($15\% < W < 25\%$), et fortement humide (FH) en surface.

2.3.2. Les essais mécaniques [4]

Le but des essais mécaniques est de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol. Le laboratoire des travaux publics de l'est a exécuté les essais suivants :

- ✓ L'essai de cisaillement à la boîte de Casa grande.
- ✓ Essai oedométrique (compressibilité).

2.3.2.1. Le cisaillement à la boîte de casagrande

La stabilité vis-à-vis de la rupture se calcule par l'intermédiaire de l'essai au cisaillement, il permet la détermination de la résistance au cisaillement de sol, caractérisé par la cohésion C et l'angle de frottement interne φ .

L'essai consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainées, puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture.

La courbe s'obtient directement en reportant les couples (σ, τ) ; où σ : est la contrainte normale appliquée pendant une rupture, et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture.

Elles permettent de tracer la droite tangente au cercle de Mohr. Son ordonnée à l'origine (c) est par définition la cohésion du sol, et l'angle φ formé avec l'axe des contraintes normales est par définition de l'angle de frottement interne du sol.

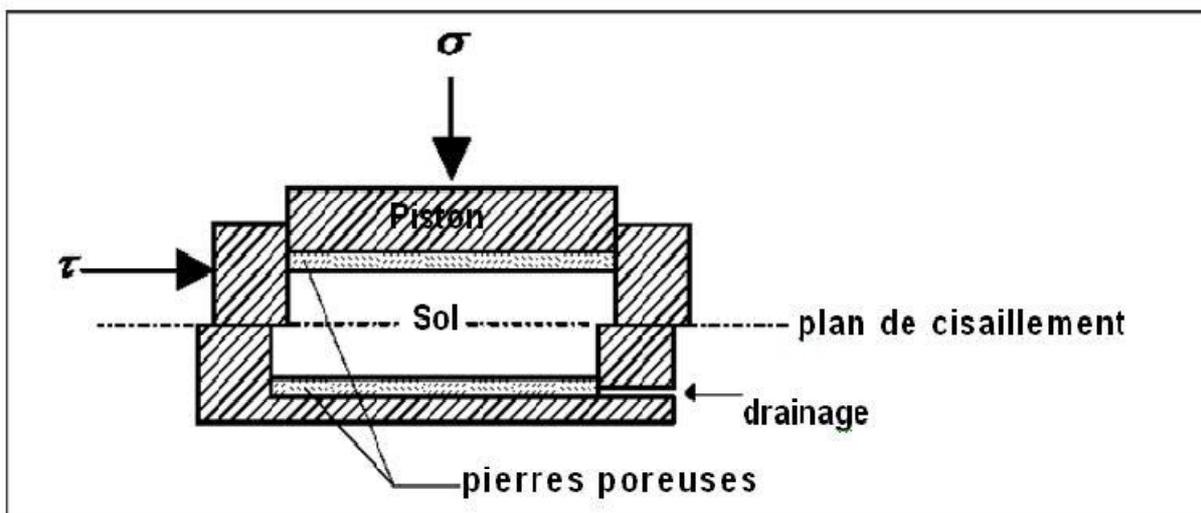


Figure 2.7: Schéma de la boîte de cisaillement

2.3.2.2. Essai oedométrique

Cet essai permet de déterminer les paramètres de consolidation des sols argileux.

➤ Principe de l'essai :

Une éprouvette cylindrique est placée entre deux pierres poreuses pour assurer le drainage dans l'odomètre puis soumise à un effort de compression uni axial doublé toutes les 24 heures.

Des comparateurs permettent de suivre les variations de hauteur de l'échantillon.

On applique une contrainte vertical initiale σ , et on relève le tassement de l'éprouvette Δh en fonction du temps.

A la fin du tassement on double la contrainte σ ainsi de suite jusqu'à la contrainte désirée.

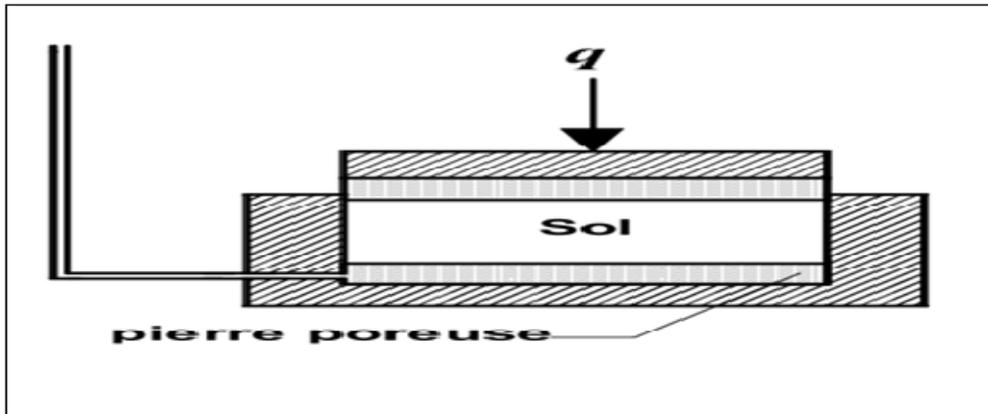


Figure 2.8 : Schéma de l'appareil oedométrique.

L'essai oedométrique est interprété à l'aide de deux graphiques, présentés ci-après:

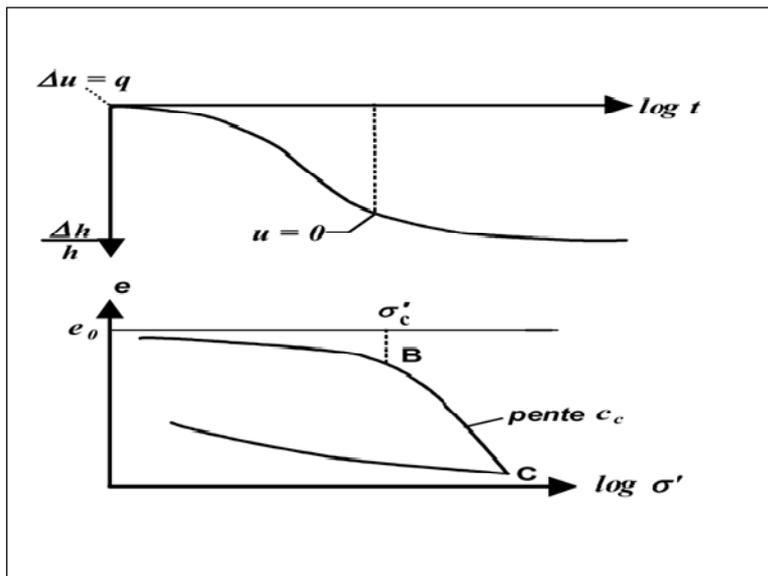


Figure 2.9 : Interprétation de l'essai oedométrique.

➤ Les paramètres obtenus à partir de l'essai Oedométrique :

Contrainte de consolidation σ_c

Elle correspond au changement de pente sur la branche supérieure du graphique précédent. Les sols dits sous-consolidés sont ceux pour lesquels la contrainte effective verticale est supérieure à σ_c (exemple vases récentes). Les sols dits sur consolidés sont ceux pour lesquels la contrainte effective verticale est inférieure à σ_c (exemple : sols anciens érodés). Les sols normalement consolidés subissent une contrainte effective verticale de l'ordre de σ_c .

Coefficient de compression C_c

Ce coefficient (C_c) permet de calculer le tassement total à long terme sous un état de charge donné, en considérant que pour des contraintes supérieures à la contrainte de consolidation, la variation de ($e, \log \sigma'$) n'est pas linéaire.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \Delta \sigma}$$

Coefficient de compressibilité a_v

Ce coefficient (a_v) permet de calculer le tassement total à long terme sous un état de charge donné, en considérant que pour des contraintes supérieures à la contrainte de consolidation, la variation ($e, \log \sigma'$) est linéaire.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

Coefficient de consolidation C_v

Le coefficient (C_v) permet de calculer l'évolution du tassement au cours du temps.

$$C_v = \frac{(1 + \Delta e)}{a_v} \times \gamma_w$$

Avec Δe : Variation des indices de vides.

➤ **Les résultats de résistance au cisaillement directe et de l'odomètre**

Les caractéristiques de résistance au cisaillement directe et de compressibilité à l'odomètre obtenues sont indiquées dans le tableau ci-dessous:

Tableau 2.10 : Les résultats du cisaillement et de l'odomètre

Numéro de sondage	Profondeur en mètre	Paramètres de Résistance au cisaillement UU		Compressibilité à l'odomètre		
		$C_{uu}(\text{bars})$	$\varphi_{uu}(C^\circ)$	P_c	C_c	C_g
SC1	3.70-4.10	0.58	13	2.28	0.14	0.04
	14.00-14.35	0.29	2	-	-	-
	33.20-33.70	0.53	24	-	-	-
SC3	6.90-7.30	0.46	1	2.28	0.12	0.08
	14.20-14.70	0.24	6	-	-	-
	26.30-26.70	0.54	11	-	-	-
SC5	6.00-6.60	0.92	2	2.79	0.285	0.08
	18.00-18.30	0.33	3	0.28	0.20	0.10
	28.20-28.65	0.36	18	1.79	0.12	0.05
Numéro du sondage	Profondeur en mètre	Paramètres de Résistance au cisaillement UU		Compressibilité à l'odomètre		

		C_{uu}	φ_{uu}	P_c	C_c	C_g
SC7	3.20 3.65	0.73	2	-	-	
	9.30 9.70	0.15	4	-	-	-
	14.00 14.50	0.31	9	-	-	-
	28.00 28.40	0.75	4	-	-	-
SC9	10.40-10.80	0.14	8	0.28	0.32	0.07
	22.20-22.85	0.42	18	1.78	0.11	0.10

Les résultats indiquent un sol gonflant. ($0.04 < C_g < 0.25$), ainsi que les résultats indiquent un sol moyennement compressible ($0.1 < C_c < 0.2$), à assez compressible ($0.2 < C_c < 0.3$) au niveau de la profondeur (10.40-10.80m) de SCN°9 et la profondeur (6.00-6.60m) de SCN°5.

- **Le module Oedométrique** : Le module Oedométrique est donné par la formule suivante :

$$E_{oed} = \Delta\sigma / (\Delta h / h_0) = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e}(1+e_0)$$

Avec :

E_{oed} : Module Oedométrique.

e_0 : Indice des vides initial correspondant à h_0 .

Δe : Variation des indices de vides.

$\Delta\sigma$: La contrainte effective verticale

Les résultats obtenus au niveau de chaque sondage carotté sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau 2.11 : Les résultats du module oedométrique.

N° SC	Profondeur au milieu des couches (m)	e_0	Δe	$\Delta\sigma'$	E_{oed}_2 (kg/cm ²)
N° SC 1	4.15	0.69	0.002	0.06	50.70
	14.85	3.24	0.01	0.04	16.96
N° SC 3	06	0.89	0.005	0.12	45.36
	13.5	3.24	0.01	0.01	6.78
N° SC 5	5.5	0.94	0.006	0.12	38.92
	14.5	1.23	0.041	0.07	3.82
N° SC 7	3.51	0.69	0.002	0.05	42.3
	15.15	3.24	0.01	0.01	7.63
N° SC 9	6.20	0.69	0.004	0.15	63.45
	11.80	3.24	0.009	0.05	23.56

2.4. L'analyse chimique [4]

Les résultats des analyses chimiques sont indiqués dans le tableau ci- dessous:

Tableau 2.12 : Les résultats de l'analyse chimique.

Numéro du sondage	Profondeur (m)	Teneurs exprimés en % par rapport au matériau sec			
		% insolubles	% carbonates (CaCO ₃)	% gypses	anions de sulfates (%SO ₄ ²⁻)
SC1	3.70-4.10	62.66	20.45	Néant	Néant
	33.20-33.70	65.13	22.73	-	-
SC3	6.90-7.30	78.09	7.58	-	-
SC5	6.00-6.60	73.67	11.36	-	-
	28.20-28.65	63.92	25.00	-	-
SC 7	3.20 – 3.65	63.44	21.42	-	-
	14.00 – 14.50	63.13	23.31	-	-
SC9	10.40-10.80	61.47	28.79	-	-

Selon la norme NF P 18 011, le sol est dépourvu des sulfates, il n'est pas agressif pour les bétons de fondations.

Le sol est faiblement carbonaté (%CaCO₃ < 30).

Chapitre 03 :

Charges et surcharges

3.1. Introduction

Les règles de calcul des charges et des surcharges en cas de ponts routiers sont décrites dans le fascicule 61 Titre II, en effet l'ouvrage doit résister aux efforts appliqués suivants :

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

3.2. Evaluation des charges G [5]

Elles représentent les charges permanentes comprennent la structure porteuse CP, ainsi que les éléments non porteurs CCP.

3.2.1. Calcul des charges permanentes CP

Elles représentent le poids de tablier (poutres + dalle) qui sont les éléments porteurs.

3.2.1.1. Calcul du poids propre des poutres

Dans notre cas on a utilisé deux types de poutres :

- 10 poutres en béton précontraint sous la forme **I** utilisées dans la travée 2 de 33.4 m (entre P20 et P30).
- 10 poutres rectangulaires en béton armé utilisées dans chacune des deux travées restantes (La travée 01 entre C10 et P20 et la travée 03 entre P30 et C40 de 20 m chacune).

a. Calcul du poids propre des poutres en béton précontraint :

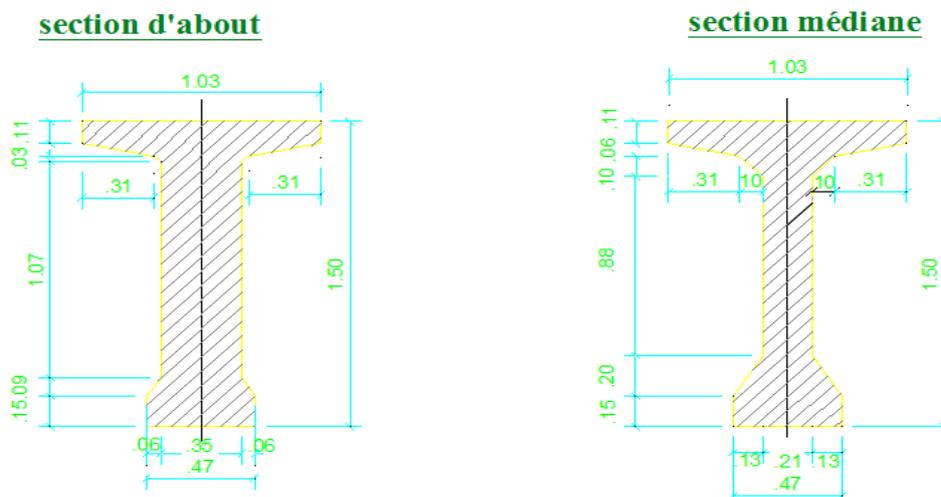


Figure 3.1: La section de la poutre en béton précontrainte.

$$P_{Bp} = \gamma_{bp} \times [(L_1 \times S_1) + (L_2 \times S_2)]$$

Tel que:

γ_{bp} : Masse volumique du béton précontraint.

L_1 : la longueur de la poutre en section d'abouts = 15.04 m

L_2 : la longueur de la poutre en section médiane = 18.36 m

S_1 : la section d'abouts = 0.65 m²

S_2 : la section médiane = 0.51 m²

$$AN : P_{Bp} = 2.5 \times [(15.04 \times 0.65) + (18.36 \times 0.51)] = 47.85 \text{ t}$$

$$P_{Bp} \text{ par mètre linéaire} = 47.85 / 33.4 = 1.43 \text{ t/ml}$$

$$P_{Bp} \text{ total} = 14.3 \text{ t/ml}$$

b) Calcul du poids propre des poutres rectangulaires en béton armé :

$$P_{\text{rectangulaire}} = \gamma_b \times L_3 \times S_3$$

Tel que :

γ_b : Masse volumique du béton armé.

L_3 : la longueur de la poutre = 20 m

S_3 : section de la poutre = 0.396 m²

$$AN : P_{BA} = 2.5 \times 20 \times 0.396 = 19.8 \text{ t}$$

$$P_{\text{par mètre linéaire}} = 19.8 / 20 = 0.99 \text{ t/ml}$$

$$P_{BA} \text{ total} = 0.99 \times 10 = 9.9 \text{ t/ml.}$$

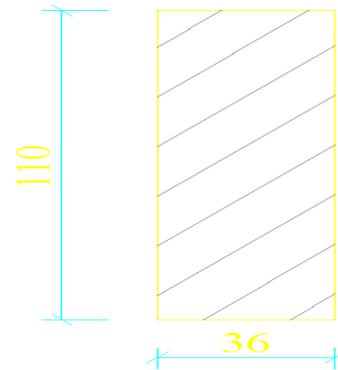


Figure 3.2: Poutre en béton armé.

3.2.1.2. Calcul du poids propre de la dalle

Le poids de la dalle est donné par unité de longueur $P_d = \gamma_b \times l \times e$

Tel que :

γ_b : Masse volumique du béton armé.

l : la largeur de la dalle = 13 m

e : l'épaisseur de la dalle = 0.25m

$$AN: P_{\text{Dalle}} = 2.5 \times 13 \times 0.25 = 8.12 \text{ t/ml.}$$



Figure 3.3: Tablier (poutres + dalle).

$$\text{Le poids total des éléments porteurs : } CP_1 = P_{Bp} \text{ total} + P_{\text{Dalle}} = 22.42 \text{ t/ml}$$

$$CP_2 = P_{BA} \text{ total} + P_{\text{Dalle}} = 18.02 \text{ t/ml}$$

3.2.2. Calcul des charges complémentaires permanentes CCP

Elles représentent les éléments non porteurs.

3.2.2.1. Calcul du poids du revêtement

On a une couche de revêtement en béton

bitumineux (BB) de ...cm d'épaisseur.

$$P_{\text{rev}} = \gamma_{\text{rev}} \times e \times L_{\text{rev}}$$

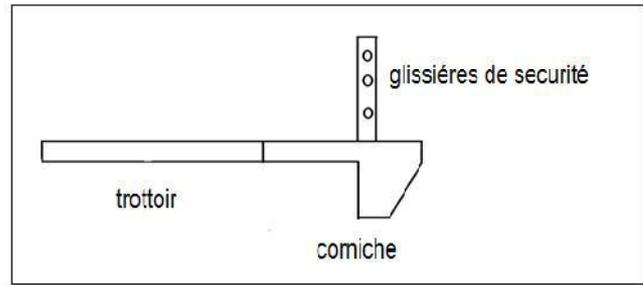


Figure 3.4: Complément des charges permanentes

Tel que :

γ_{rev} : Masse volumique du béton bitumineux = 2.2 t/m³

L_{rev} : la largeur du revêtement = 10.8 m.

e : l'épaisseur du revêtement = 8 cm.

$$\text{AN : } P_{\text{rev}} = 2.2 \times 10.8 \times 0.08 = \mathbf{1.9 \text{ t/ml}}$$

3.2.2.2. Calcul du poids de la glissière de sécurité

Les glissières de sécurité sont des éléments en acier destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Leur poids est de 0.06 t/ml. (Selon le fascicule 62 titre II).

$$P_{(2 \text{ Glissière})} = \mathbf{0.12 \text{ t/ml}}$$

3.2.2.3. Calcul du poids du garde-corps

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Le poids d'un garde-corps est de 0.1 t/ml. (Selon le fascicule 62 titre II).

$$P_{(2 \text{ Garde-corps})} = \mathbf{0.2 \text{ t/ml}}$$

3.2.2.4. Calcul du poids des corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

Le poids propre de la corniche :

$$S_{(\text{Corniche})} = 0.195 \text{ m}^2.$$

$$\text{AN: } P_{(\text{Corniche})} = (2.5 \times 0.195) \times 2 = \mathbf{0.98 \text{ t/ml.}}$$

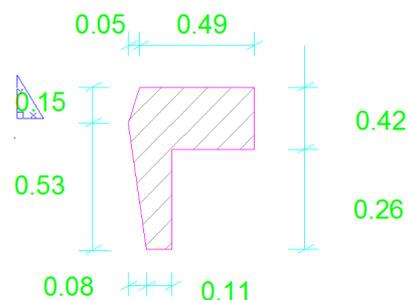


Figure 3.5: Les dimensions de la corniche

$$\text{Le poids du trottoir : } P_{\text{tr}} = \gamma_{\text{b}} \times S_{\text{t}}$$

Tel que :

γ_b : La masse volumique du béton

S_t : section du trottoir = 0.15 m²

AN : $P_{\text{trottoir}} = 2 \times (2.5 \times 0.15) = 0.75 \text{ t/ml}$

➤ Le poids total des éléments non porteurs :

CCP = revêtement + corniches + trottoirs + garde-corps + glissière de sécurité

CCP = 1.9 + 0.98 + 0.75 + 0.2 + 0.12 = 3.95 t/ml

Le poids total (poids propre du tablier) $G_1 = CP_1 + CCP = 26.37 \text{ t/ml}$ (la travée en BP)

$G_2 = CP_2 + CCP = 21.97 \text{ t/ml}$ (la travée en BA)

3.3. Caractéristiques du pont

➤ **Largeur roulable** : la largeur roulable est définie comme, la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures.

Dans notre cas la (L_r) largeur roulable est égale 10.90 m

➤ **La largeur chargeable** : $L_c = 9.90 \text{ m}$

➤ **Nombre de voies** : est déterminé comme suit : $N = E (L_c / 3) = 3$

➤ **La classe de pont** : tous les ponts supportant des chaussées rouables satisfaisant la condition suivante selon le fascicule 61 titres II:

Tableau 3.1: Les classes de pont.

Classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7\text{m}$
2	$7\text{m} \geq L_r \geq 5.5 \text{ m}$
3	$L_r \geq 5.5 \text{ m}$

Dans notre cas $L_r = 10.90 \text{ m} \geq 7\text{m}$, donc le pont est rangé dans la catégorie de première classe.

3.4. Evaluation des surcharges

3.4.1. Calcul des surcharges routières

On distingue :

- La surcharge de type A (L).
- Système B : (B_c , B_t , B_r).
- La surcharge militaire Mc120.
- Les surcharges exceptionnelles D240

3.4.1.1. Système de charges A(L)

Les ponts doivent résister à une charge A(L) qui sont données en fonction de A(l) par la formule suivante : $A(L) = A(l) \times a_1 \times a_2 \times V$

A (l) : une masse donnée en fonction de la longueur chargée L par la formule suivante :

$$A (l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg} / \text{m}^2)$$

Avec:

l : la largeur chargée.

L: la longueur chargée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients **a₁** du tableau suivant :

Tableau 3.2: Les valeurs du coefficient a₁

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	1 ^{ère} classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{ème} classe	1	0.9	-	-	-
	3 ^{ème} classe	0.9	0.8	-	-	-

La charge A(l) est ensuite multipliée ensuite par un coefficient **a₂** = V₀/V.

Tableau 3.3: Les valeurs du coefficient a₂

N°	Largeur d'une voie (m)	a ₂
1	3.50	1
2	3.70	0.945
3	3.70	0.945

Avec: V : Largeur des voies considérées.
V₀=3.5 Pour un pont de 1^{ère} classe.

1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

$$A_1 (l) = 230 + \frac{36000}{33.4 + 12} = 1020 (\text{Kg} / \text{m}^2) = \mathbf{1.02 \text{ t} / \text{m}^2}.$$

Tableau 3.4: Les valeurs d'A (L) pour chaque voie.

N° voies	a ₁	a ₂	a ₁ × a ₂ × A ₁ (l) (t/m ²)	Largeur des voies V (m)	A (L) (t/ml)
1	1	1	1.02	3.50	3.57
2	1	0.945	0.96	7.2	6.91
3	0.9	0.945	0.87	10.90	9.48

2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

$$A_2 (l) = 230 + \frac{36000}{20 + 12} = 1380 \text{ (Kg / m}^2\text{)} = \mathbf{1.38 \text{ t / m}^2\text{.}}$$

Tableau 3.5 : Les valeurs d'A (L) pour chaque voie

<i>N° voies</i>	<i>a₁</i>	<i>a₂</i>	<i>a₁ × a₂ × A₁(l) (t/m²)</i>	<i>Largeur des voies V (m)</i>	<i>A (L) (t/ml)</i>
1	1	1	1.35	3.50	4.72
2	1	0.945	1.28	7.2	9.22
3	0.9	0.945	1.15	10.90	12.53

3.4.4.2. Système B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes :

- Le système **B_c** qui se compose de camions types (30 t).
- Le système **B_t** se compose de groupes de (02) essieux dits « essieux tandems ».
- ✓ Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (10 t).

Les surcharges du système B sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule : $\delta = 1 + \beta + \alpha$

Tel que : $\beta = \frac{0.4}{1 + 0.02 L}$ et $\alpha = \frac{0.6}{1 + 4(\frac{G}{S})}$

Avec : L = portée de la travée.

G = la charge permanente de chaque travée.

S : surcharge maximale.

✓ **Surcharge B_c :**

Un camion du système B_c comporte trois essieux, sa masse totale est de 30 tonnes. Les camion sont disposés de manière à produire l'effet le plus défavorable.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

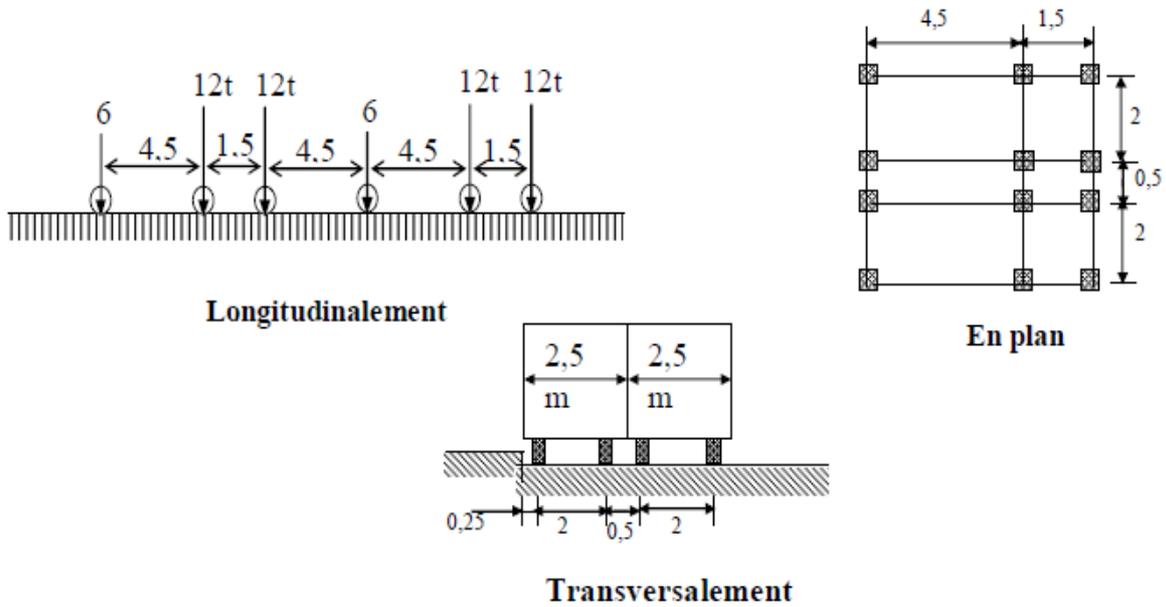


Figure 3.6 : Le système B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de fils considérés, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c, donné dans le tableau suivant :

Tableau 3.6: La détermination du coefficient b_c

Nombre de fils considérés		1	2	3
La classe du pont	1	1.20	1.10	0.95
	2	1.00	1.00	-
	3	1.00	0.80	-

Les surcharges max (chaque voie comporte deux camions de 30 t chacun) du système B_c sont données par : $S = S_1 \times b_c$.

Tableau 3.7: Les valeurs de Bc en fonction des voies chargées

Désignation	B _c (t)	b _c	S
1 voie	60	1.2	72
2 voies	120	1.1	132
3 voies	180	0.95	171

1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 33.4)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{880.76}{171}\right)} = 1.08$$

Le tableau suivant résume les valeurs des charges B_c par essieu et par voie :

Tableau 3.8: Les valeurs des charges par essieu et par voie (B_c)

Voie chargée	b_c	Charge par essieu = essieu $\times q \times bc \times \delta_{bc}$			
1 voie	1.2	E .AV	$2 \times 6 \times 1.2 \times 1.08$	15.55	77.76 t
		E .AR	$4 \times 12 \times 1.2 \times 1.08$	62.21	
2 voies	1.1	E .AV	$4 \times 6 \times 1.1 \times 1.08$	28.51	142.55 t
		E .AR	$8 \times 12 \times 1.1 \times 1.08$	114.04	
3 voies	0.95	E .AV	$6 \times 6 \times 0.95 \times 1.08$	36.94	184.68 t
		E .AR	$12 \times 12 \times 0.95 \times 1.08$	147.74	

2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 20)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{439.40}{171}\right)} = 1.1$$

Le tableau suivant résume les valeurs des charges par essieu et par voie :

Tableau 3.9: Les valeurs des charges par essieu et par voie (B_c)

Voie chargée	b_c	Charge par essieu = essieu $\times q \times bc \times \delta_{bc}$			
1 voie	1.2	E AV	$2 \times 6 \times 1.2 \times 1.13$	16.27	81.36 t
		E AR	$4 \times 12 \times 1.2 \times 1.13$	65.09	
2 voies	1.1	E AV	$4 \times 6 \times 1.1 \times 1.13$	29.83	149.15 t
		E AR	$8 \times 12 \times 1.1 \times 1.13$	119.32	
3 voies	0.95	E AV	$6 \times 6 \times 0.95 \times 1.13$	38.64	193.23 t
		E AR	$12 \times 12 \times 0.95 \times 1.13$	154.58	

➤ **Surcharge B_t**

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t) chacun à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

- ✓ Masse portée par chaque essieu 16 t
- ✓ Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- ✓ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

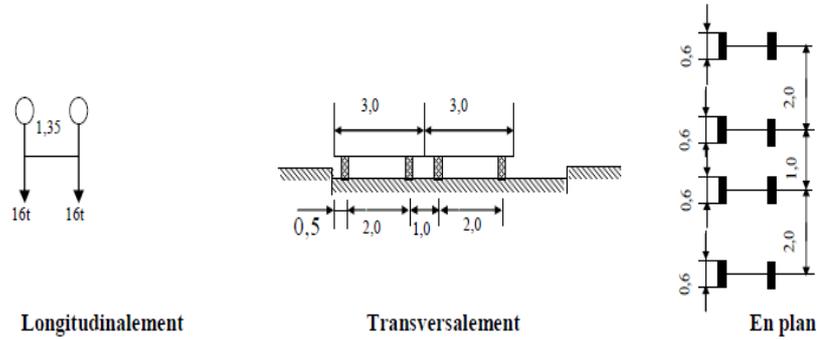


Figure 3.7: Le système B_t.

Les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par le coefficient **b_t** =1. (Car notre pont est de première classe).

La surcharge du système B_t donnée par : **S = S₁ × b_t**

AN: **S₁ = (2 × 16) × 3 = 96 t**

S = 96 × 1 = 96 t (surcharge max pour trois voies)

Tableau 3.10: Les valeurs de Surcharges max par voie

Désignation	B _t	B _t (t)	S
1 voie	1	32	32
2 voies	1	64	64
3 voies	1	96	96

1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 33.4)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{880.76}{96}\right)} = 1.07$$

Tableau 3.11: Les valeurs des charges B_t

Voie chargée	b _t	Charge par essieu = V × S × b _t × δ _{bt}	
1 voie	1	1 × 32 × 1 × 1.07	34.24 t
2 voies	1	2 × 32 × 1 × 1.07	68.48 t
3 voies	1	3 × 32 × 1 × 1.07	102.72 t

2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 20)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{439.40}{96}\right)} = 1.11$$

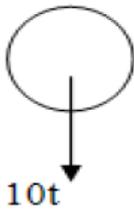
Tableau 3.12 : Les valeurs des charges B_t

Voie chargée	b_t	Charge par essieu = $V \times S \times b_t \times \delta_{bt}$	
1 voie	1	$1 \times 32 \times 1 \times 1.11$	35.52 t
2 voies	1	$2 \times 32 \times 1 \times 1.11$	70.64 t
3 voies	1	$3 \times 32 \times 1 \times 1.07$	106.56 t

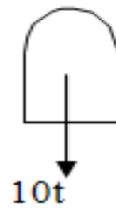
➤ **Système B_r**

La roue isolée qui constitue le système B_r porte une masse de 10t, Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dans le côté transversal qui mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.3 m.

Longitudinalement



Transversalement



En plan

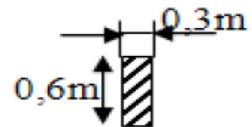


Figure 3.8 : Système B_r

AN: $S = 10$ t. (charge B_r .)

1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 33.4)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{880.76}{10}\right)} = 1.05$$

2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 20)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{439.40}{10}\right)} = 1.08$$

Tableau 3.13: la valeur de la charge B_r

Désignation	S	δ	Roue (10t)
B_r	10	1.05	10.50 t
	10	1.08	10.80

➤ **Système militaire Mc₁₂₀**

Notre pont doit être calculé pour supporter les véhicules de type Mc120.
 Dans le sens transversal : un seul convoi.
 Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est d'environ de 37m.
 La surcharge S de ce système est de 110 t.

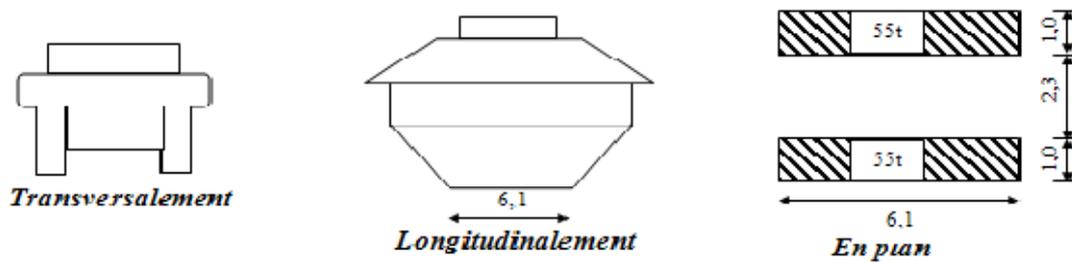


Figure 3.9 : système Mc₁₂₀

1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 33.4)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{880.76}{110}\right)} = 1.07$$

2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 20)} + \frac{0.6}{1+4\left(\frac{439.40}{110}\right)} = 1.11$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.14: Les Résultats des surcharges Mc120

Désignation	S	δ	Q(t)	Q(t/ml)
Mc_{120}	110	1.07	117.7	19.30
	110	1.11	122.1	20.00

➤ Charges exceptionnelles D_{240}

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de $(18.60 \times 3.20) \text{ m}^2$.

Cette charge de 240 t n'est pas majorée et égale pour les deux cas de notre étude.

$$Q \text{ (ml)} = \frac{240}{18.60} = 12.90 \text{ t/m}$$

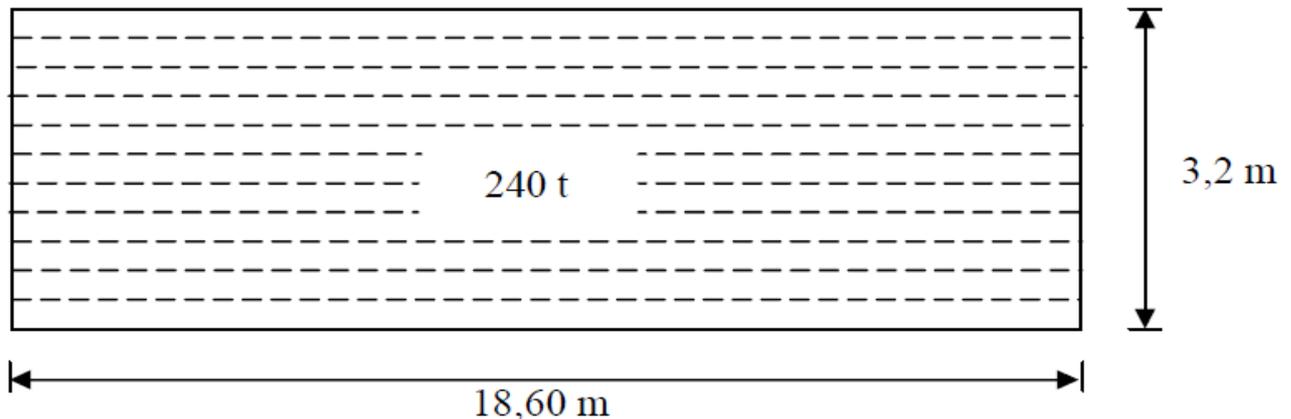


Figure 3.10 : Charges exceptionnelles D_{240}

➤ Les surcharges sur les trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 ; réservée exclusivement à la circulation des piétons de façon à produire l'effet max envisagé.

Un seul trottoir chargé : $P = 0,15 \times 0,75 = 0,112 \text{ t/ml}$

Deux trottoirs chargés : $P = (0,15 \times 0,75) \times 2 = 0,225 \text{ t/ml}$.

3.5. Calcul des réactions d'appui sous chaque charge [6]

Les structures en exploitation sont généralement soumises à des surcharges mobiles et il faut tenir compte de cette mobilité dans le calcul des réactions, des efforts internes et les déplacements.

C'est le cas notamment des ponts sollicité par la circulation automobile ou ferroviaire. Il est alors nécessaire de déterminer les efforts les efforts maximums qui vont servir au dimensionnement.

La fonction d'influence d'un effet élastique dans une section fixe d'un élément de structures est celle qui donne la valeur de cet effet pour toutes positions d'une charge concentrée mobile égale à l'unité. Le graphique qui représente cette fonction est appelé ligne d'influence.

Connaissant La fonction d'influence d'un effet dans une section, on peut déterminer la valeur de cet effet dans cette section provoqué par un système de charge donnée.

L'effet E dans une section quelconque produit par une charge concentrée P a pour valeur : $E = P.Y$

Recueils des lignes d'influence :

- Pour les charges uniformément réparties $R = Q.S$
- Pour les charges concentrées $R = \sum P_i Y_i$

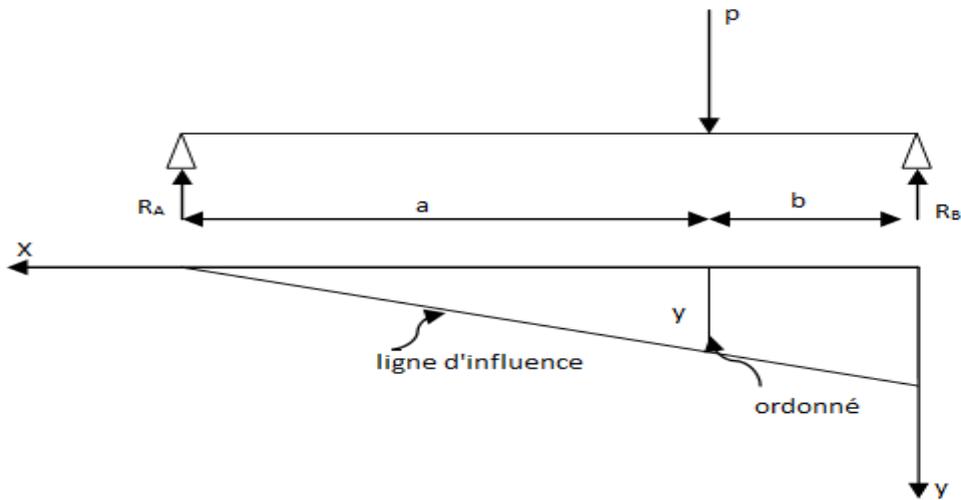


Figure 3. 11 : Les lignes d'influences.

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

On a d'après la méthode de la RDM: $R = \frac{Q.L}{2}$

- Une travée chargée

✚ L = 33.4m la longueur de la travée en BP

$$R = \frac{Q.L}{2} \rightarrow R_1 = (26.37 \times 33.40) / 2 = 440.38 \text{ t}$$

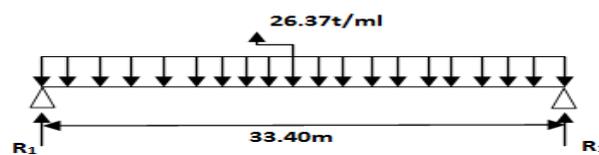


Figure 3.12 : La travée en béton précontrainte sous la charge G

✚ L =20m la longueur de la travée en BA

$$R_2 = (21.97 \times 20) / 2 = 219.70 \text{ t}$$

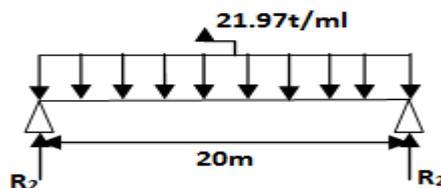


Figure 3.13 : La travée en béton armé sous la charge G

3.5.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(I)

➤ Une travée chargée

✚ $l = 32.4$ (longueurs entre axes des appareils d'appuis)

Pour trois voies chargées on a $A(L) = 9.48$ t/ml

(Voir le tableau 3.4)

$$R_1 = (9.48 \times 32.4) / 2 = 153.58 \text{ t}$$

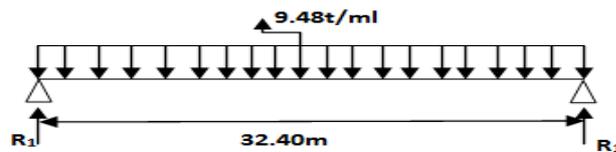


Figure 3.14 : La travée en béton précontrainte sous la charge A(L)

✚ $l = 19$ (longueurs entre axes des appareils d'appuis)

Pour trois voies chargées on a $A(L) = 12.53$ t/ml

(Voir le tableau 3.5) .

$$R_2 = (12.53 \times 19) / 2 = 119.03 \text{ t}$$

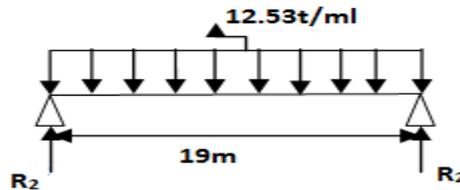


Figure 3.15: La travée en béton armé sous la charge A(L)

➤ Deux travées chargées

$$✚ A(I) = 230 + \frac{36000}{53.4+12} = 1020 \text{ (Kg / m}^2\text{)} = 0.78 \text{ t / m}^2.$$

$$A(L) = 0.78 \times 0.9 \times 0.945 \times 10.9 = 7.2 \text{ t/ml}$$

En utilisant la méthode de la RDM on trouve :

$$R = \frac{32.4 \times 7.2}{2} + \frac{19 \times 7.2}{2} = 185.04 \text{ t} = R \text{ max}$$

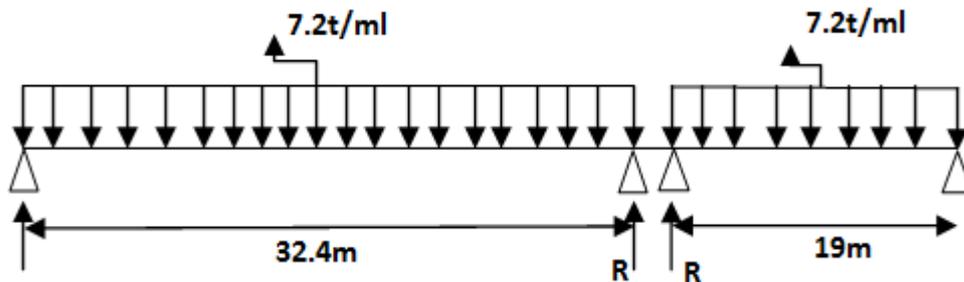


Figure 3.16 : Les deux travées sous la charge A(L)

3.5.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge des trottoirs S_t

Pour deux trottoirs chargés $Q= 0.225 \text{ t/ml}$

➤ Une travée chargée

✚ $l = 32.4$ (longueurs entre axes des appareils d'appuis)

$$R_1 = (0.225 \times 32.4) / 2 = 3.65 \text{ t}$$

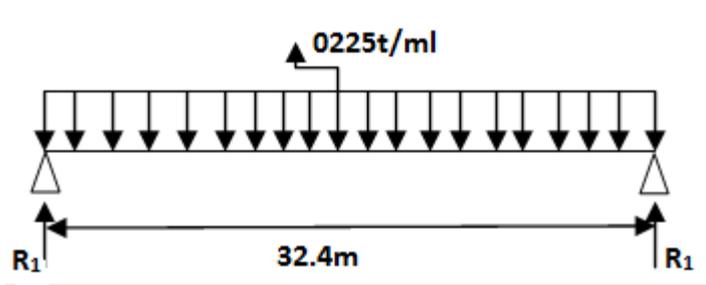


Figure 3.17 : La travée en béton précontrainte sous la charge S_t

✚ $l = 19$ (longueurs entre axes des appareils d'appuis).

$$R_2 = (0.225 \times 19) / 2 = 2.14 \text{ t}$$

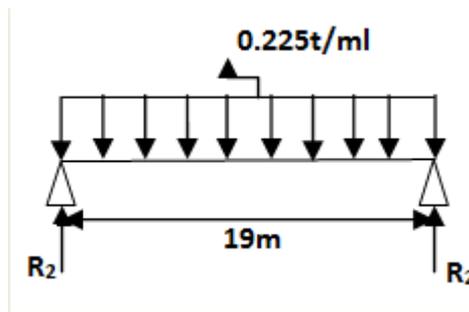


Figure 3.18 : La travée en béton armé sous la charge S_t

➤ Deux travées chargées

$$R = \frac{0.225 \times 32.4}{2} + \frac{0.225 \times 19}{2} = 5.78 \text{ t} = R \text{ max}$$

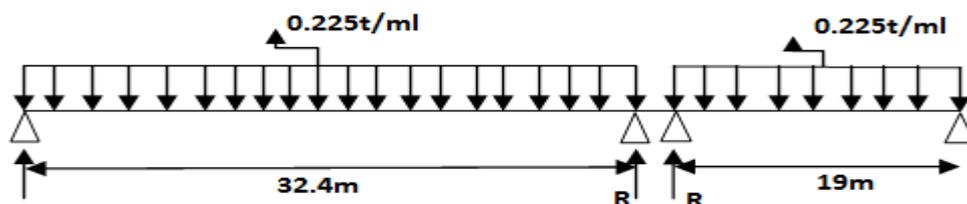


Figure 3.19 : Les deux travées sous la charge S_t

3.5.4. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge b_c

➤ Une travée chargée

🚧 1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

En utilisant la méthode de ligne d'influence et le théorème de Tales on trouve les ordonnées suivantes :

$$Y1=1$$

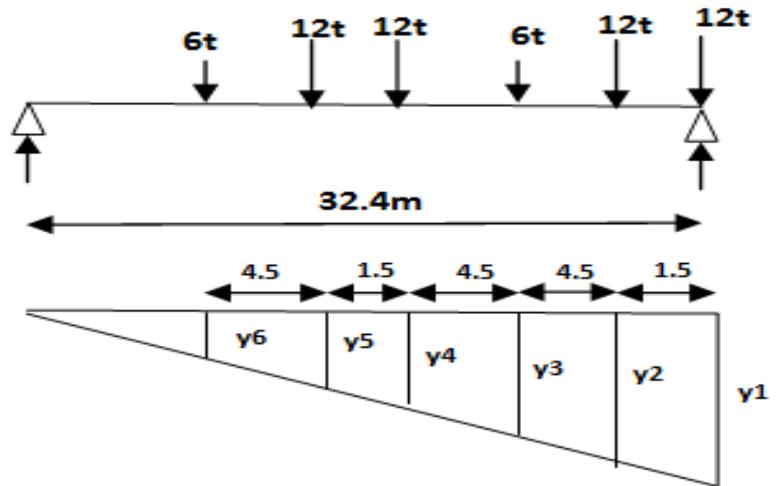
$$Y2 = \frac{32.4 - 1.5}{32.4} = 0.95$$

$$Y3 = \frac{32.4 - 6}{32.4} = 0.81$$

$$Y4 = \frac{32.4 - 10.5}{32.4} = 0.67$$

$$Y5 = \frac{32.4 - 12}{32.4} = 0.62$$

$$Y6 = \frac{32.4 - 16.5}{32.4} = 0.49$$



$$R_1 = \sum P_i Y_i$$

$$R_1 = 12 (1 + 0.95 + 0.67 + 0.62) + 6(0.81 + 0.49) = 46.68 \text{ t}$$

• 01 voie chargée :

$$R = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R = 46.68 \times 1.2 \times 1.08 \times 1 = 60.49 \text{ t}$$

• 02 voies chargées :

$$R = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V =$$

$$R = 46.68 \times 1.1 \times 1.08 \times 2 = 110.91 \text{ t}$$

• 03 voies chargées :

$$R = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R = 46.68 \times 0.95 \times 1.08 \times 3 = 143.68 \text{ t}$$

🚧 2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

En utilisant la méthode de ligne d'influence et le théorème de Tales on trouve les ordonnées suivantes :

$$Y1=1$$

$$Y2 = \frac{19 - 1.5}{19} = 0.92$$

$$Y_3 = \frac{19-6}{19} = 0.68$$

$$Y_4 = \frac{32.4-10.5}{32.4} = 0.44$$

$$Y_5 = \frac{32.4-12}{32.4} = 0.36$$

$$Y_6 = \frac{32.4-16.5}{32.4} = 0.18$$

$$R_2 = \sum P_i Y_i$$

$$R_2 = 37.8 \text{ t}$$

- 01 voie chargée :

$$R_{\max} = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R_{\max} = 37.8 \times 1.2 \times 1.13 \times 1 = 51.25 \text{ t}$$

- 02 voies chargées :

$$R_{\max} = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R_{\max} = 37.8 \times 1.1 \times 1.13 \times 2 = 93.97 \text{ t}$$

- 03 voies chargées :

$$R_{\max} = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R_{\max} = 37.8 \times 0.95 \times 1.13 \times 3 = 121.77 \text{ t}$$

➤ Deux travées chargées

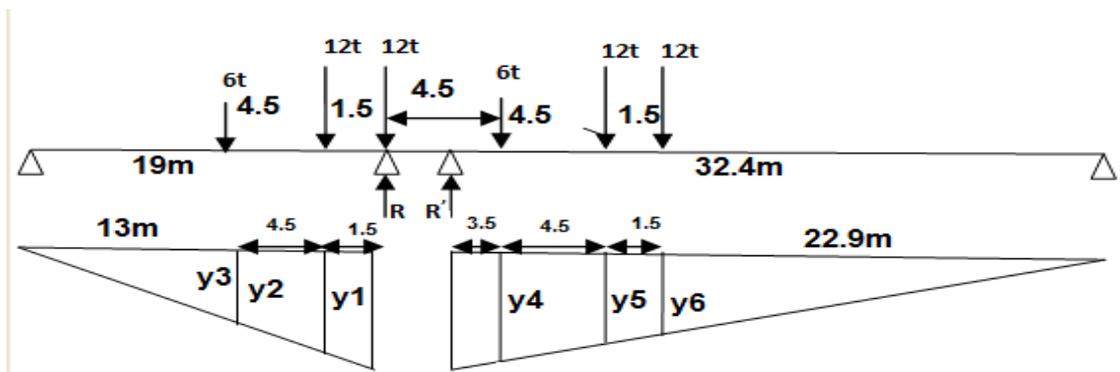


Figure 3.22 : les deux travées sous la surcharge b_c

$$Y1=1$$

$$Y2 = \frac{19-1.5}{19} = 0.92$$

$$Y3 = \frac{19-6}{19} = 0.68$$

$$Y4 = \frac{32.4-3.5}{32.4} = 0.89$$

$$Y5 = \frac{32.4-8}{32.4} = 0.75$$

$$Y6 = \frac{32.4-9.5}{32.4} = 0.70$$

$$R = (12 \times 1) + (12 \times 0.92) + (6 \times 0.68)$$

$$R = 27.12 \text{ t}$$

$$R' = (6 \times 0.89) + (12 \times 0.75) + (6 \times 0.70)$$

$$R = 22.74 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 27.12$$

- Calcul de la Réaction R_{\max} par rapport au nombre de voies chargées :

- Une voie chargée :

$$R_{\max} = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R_{\max} = 27.12 \times 1.2 \times 1.08 \times 1 = 35.15 \text{ t}$$

- 02 voies chargées :

$$R_{\max} = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R_{\max} = 27.12 \times 1.1 \times 1.08 \times 2 = 64.43 \text{ t}$$

- 03 voies chargées :

$$R_{\max} = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R_{\max} = 27.12 \times 0.95 \times 1.08 \times 3 = 83.48 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 83.48 \text{ t}$$

- Calcul de Réaction R' par rapport au nombre de voies chargées :

- 01 voie chargée :

$$R' = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R' = 22.74 \times 1.2 \times 1.13 \times 1 = 30.83 \text{ t}$$

- 02 voies chargées :

$$R' = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R' = 22.74 \times 1.1 \times 1.13 \times 2 = 56.53 \text{ t}$$

- 03 voies chargées :

$$R' = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V$$

$$R' = 22.74 \times 0.95 \times 1.13 \times 3 = 73.23 \text{ t}$$

$$R'_{\max} = 73.23 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } R_{bc} \text{ total max} = 83.48 + 73.23 = 156.71 \text{ t}$$

3.5.5. Calcul des réactions d'appuis sous la charge B_t

- Une travée chargée

- 🚧 1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

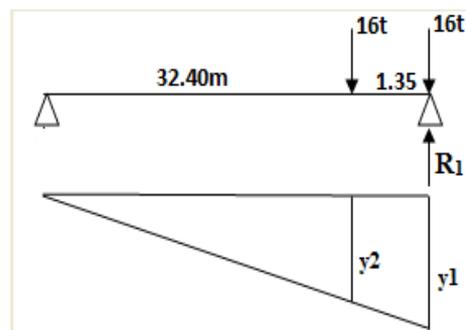


Figure 3.23 : La travée en béton précontrainte sous la surcharge B_t

$$Y1 = 1$$

$$Y2 = \frac{32.4 - 1.35}{32.4} = 0.96$$

$$\text{D'où : } R_1 = 31.36 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

- 01 voie chargée :

$$R_{\max} = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

$$R_{\max} = 31.36 \times 1 \times 1.07 \times 1 = 33.55 \text{ t}$$

- 02 voies chargées :

$$R_{\max} = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

$$R_{\max} = 31.36 \times 1 \times 1.07 \times 2 = 67.1 \text{ t}$$

- 03 voies chargées :

$$R_{\max} = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

$$R_{\max} = 31.36 \times 1 \times 1.07 \times 3 = 100.65 \text{ t}$$

- 2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

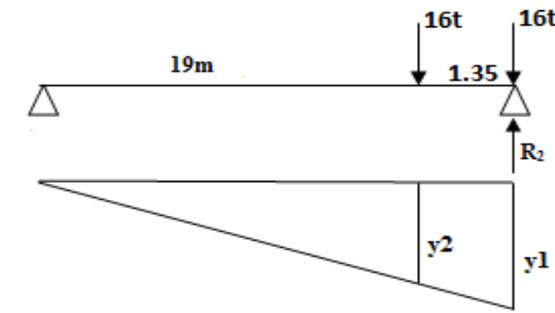


Figure 3.24 : La travée en béton armé sous la surcharge B_t

$$Y1 = 1$$

$$Y2 = \frac{19 - 1.35}{19} = 0.92$$

$$\text{D'où : } R_2 = 30.72 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

- 01 voie chargée :

$$R' = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

$$R' = 30.72 \times 1 \times 1.11 \times 1 = 34.10 \text{ t}$$

- 02 voies chargées :

$$R' = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

$$R' = 30.72 \times 1 \times 1.11 \times 2 = 68.20 \text{ t}$$

- 03 voies chargées :

$$R' = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V$$

$$R' = 30.72 \times 1 \times 1.11 \times 3 = 102.30 \text{ t}$$

➤ Deux travées chargées

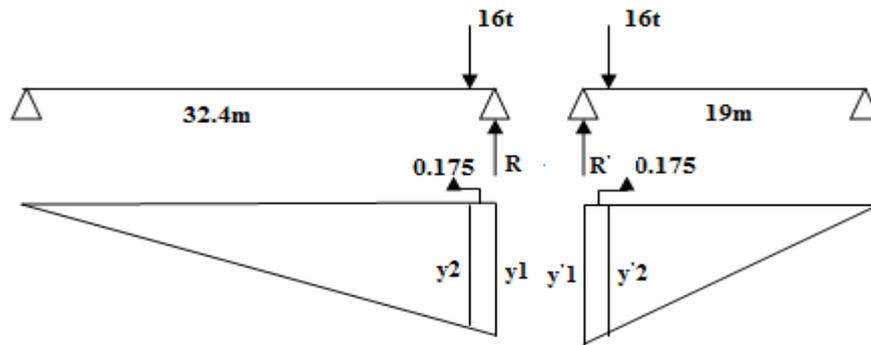


Figure 3.25 : Les deux travées sous la surcharge B_t

$Y1 = 1$

$Y'1 = 1$

$Y2 = 0.99$

$Y'2 = 0.99$

$R_1 = 16 \times 0.99 = 15.84 \text{ t}$

$R_2 = 16 \times 0.99 = 15.84 \text{ t}$

Calcul de $R_1 \text{ max}$:

Calcul de $R_2 \text{ max}$:

$R_1 \text{ max} = 15.84 \times 1.07 \times 1 \times 3 = 50.84 \text{ t}$

$R_2 \text{ max} = 15.84 \times 1.11 \times 1 \times 3 = 52.75 \text{ t}$

Donc : $R_{B_t} \text{ total max} = 50.84 + 52.75 = 103.6 \text{ t}$

3.5.6. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire Mc_{120}

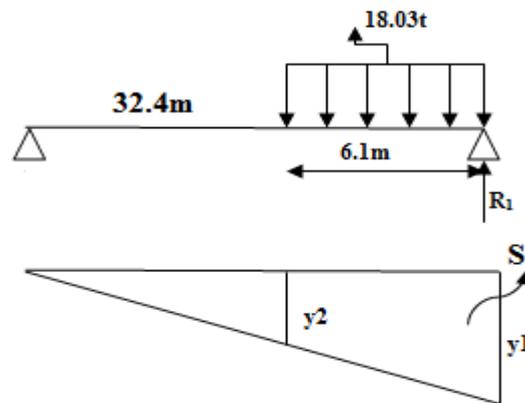


Figure 3.26 : La travée en béton précontrainte sous la surcharge Mc_{120}

$Q = 110 \text{ t}$

$q = 110 / 6.1 = 18.03 \text{ t}$

➤ Une travée chargée

✚ 1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

S : air du trapèze

$Y1 = 1$

$Y2 = 0.81$

$R_1 = q \times S = 18.03 \times \frac{(1+0.81) \times 6.1}{2} = 99.53 \text{ t}$

$R_1 \text{ max} = 1.07 \times 99.53 = 106.5 \text{ t}$

2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

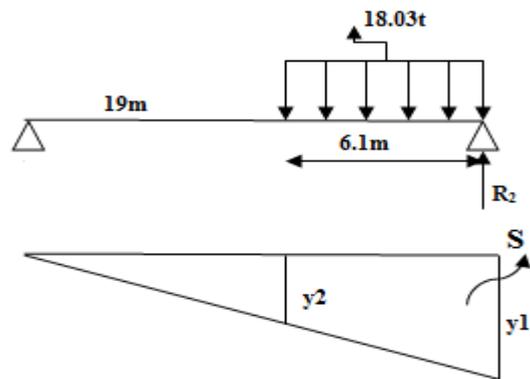


Figure 3.27 : La travée en béton armé sous la surcharge Mc 120

$Y1 = 1$

$Y2 = 0.67$

$R_2 = q \times S = 18.03 \times \frac{(1+0.67) \times 6.1}{2} = 91.83 \text{ t}$

$R_2 \text{ max} = 1.11 \times 99.53 = 101.94 \text{ t}$

➤ Deux travées chargées

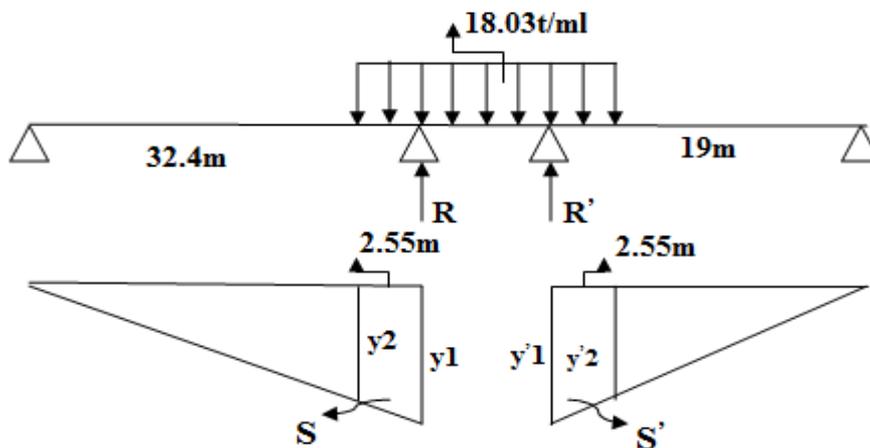


Figure 3.28 : Les deux travées sous la surcharge Mc 120

$Y1 = 1$

$Y2 = 0.92$

$R = q \times S = 18.03 \times \frac{(1+0.92) \times 2.55}{2}$

$R = 44.13 \text{ t}$

$R_{\text{max}} = 44.13 \times 1.07 = 47.21 \text{ t}$

Donc : $R_{\text{Mc 120 total max}} = 47.21 + 47.13 = 93.34 \text{ t}$

$Y'1 = 1$

$Y'2 = 0.86$

$R' = q \times S' = 18.03 \times \frac{(1+0.86) \times 2.55}{2}$

$R' = 42.76 \text{ t}$

$R'_{\text{max}} = 42.76 \times 1.11 = 47.13 \text{ t}$

3.5.7. Calcul des réactions d'appuis sous la charge $M_{D 240}$

➤ Une travée chargée

✚ 1^{er} cas: La travée en béton précontraint (33.4 m)

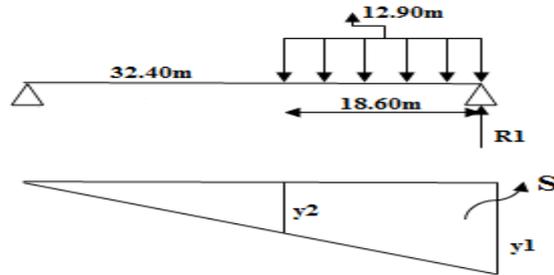


Figure 3.29: La travée en béton précontrainte sous la surcharge $M_{D 240}$

S : air du trapèze

$$Y1 = 1$$

$$Y2 = 0.42$$

$$R_1 = R_1 \text{ max} = q \times S$$

$$= 12.9 \times \frac{(1+0.42) \times 18.6}{2}$$

$$R_1 = R_1 \text{ max} = 170.35 \text{ t}$$

✚ 2^{ème} cas: La travée en béton armé (20 m)

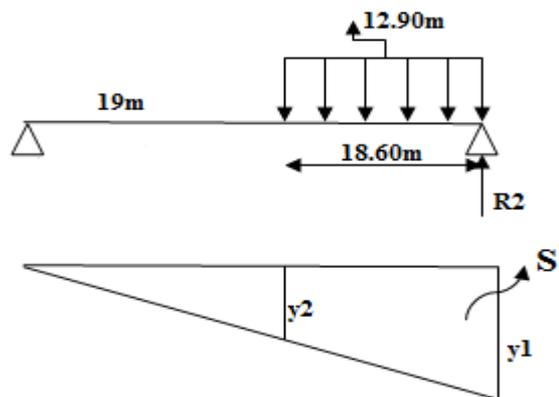


Figure 3.30 : La travée en béton armé sous la surcharge $M_{D 240}$

S : air du trapèze

$$Y1 = 1, \quad Y2 = 0.02$$

$$R'_1 = R'_1 \text{ max} = q \times S$$

$$= 12.9 \times \frac{(1+0.02) \times 18.6}{2}$$

$$R'_1 = R'_1 \text{ max} = 122.39 \text{ t}$$

➤ Deux travées chargées

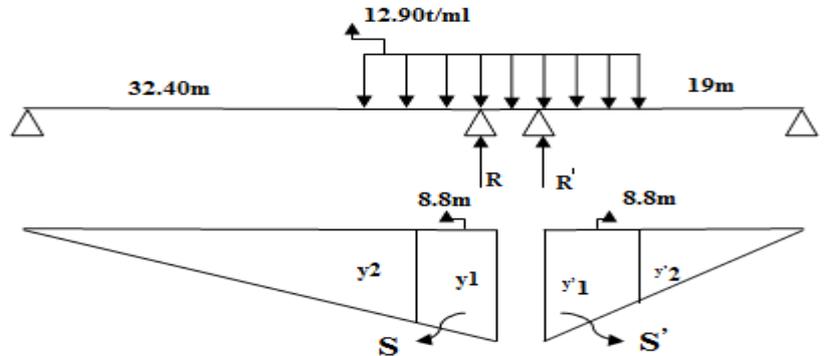


Figure 3.31 : Les deux travées sous la surcharge $M_{D 240}$

$$Y1 = 1$$

$$Y'1 = 1$$

$$Y2 = 0.73$$

$$Y'2 = 0.53$$

$$R = q \times S = 12.90 \times \frac{(1+0.73) \times 8.8}{2}$$

$$R' = q \times S' = 12.90 \times \frac{(1+0.53) \times 8.8}{2}$$

$$R = R_{\text{max}} = 98.19 \text{ t}$$

$$R' = R'_{\text{max}} = 88.02 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } R_{MD 240} \text{ total max} = 98.19 + 88.02 = 186.21 \text{ t}$$

Le tableau récapitule tous les réactions max sollicitant la pile et la culée(en tonne).

Tableau 3.15 : Les résultats des réactions max sollicitant la pile et la culée

Chargement	Culée (t)	Pile (t)
Charge permanente G	219.70	660.08
Surcharge $A(L)$	119.03	185.04
Trottoirs S_t	2.14	5.78
Surcharge B_c	121.17	156.71
Surcharge B_t	102.30	103.6
Surcharge $M_{c 120}$	101.94	94.34
Surcharge $M_{d 240}$	122.39	186.21

3.6. Les combinaisons de charges

Tableau 3.16: Les combinaisons des charges

<i>Etats limites</i>	<i>Combinaisons</i>	<i>N° de combinaison</i>
<i>ELU</i>	$1.35G + 1.6 (A+S_t)$	1
	$1.35 G + 1.6 (B_c + S_t)$	2
	$1.35 G + 1.6 (B_t + S_t)$	3
	$1.35 (G +M_{c 120})$	4
	$1.35 (G +M_{d 240})$	5
<i>ELS</i>	$G + 1.2 (A+S_t)$	6
	$G + 1.2 (B_c + S_t)$	7
	$G + 1.2 (B_t + S_t)$	8
	$G + M_{c 120}$	9
	$G + M_{d 240}$	10

➤ Application numérique :

1) Pour la culée

Tableau 3.17: Les combinaisons max des réactions sous la culée

<i>La Culée</i>		
<i>Etats limites</i>	<i>N° de la combinaison</i>	<i>Réaction (tonnes)</i>
<i>ELU</i>	1	490.46
	2	421.19
	3	402.32
	4	434.21
	5	461.82
<i>ELS</i>	6	365.10
	7	367.68
	8	345.03
	9	321.64
	10	342.10

2) Pour la pile

Tableau 3.18 : Les combinaisons max des réactions sous la pile

<i>La Pile</i>		
<i>Etats limites</i>	<i>N° de la combinaison</i>	<i>Réaction (tonnes)</i>
<i>ELU</i>	1	1196.42
	2	1151.09
	3	1066.11
	4	1018.46
	5	1142.49
<i>ELS</i>	6	889.06
	7	855.06
	8	791.33
	9	754.42
	10	846.29

Tableau 3.19 : Les Réactions d'appuis max sous la pile et la culée

<i>Etats limites</i>	<i>Réactions (tonne)</i>	
	<i>Culée</i>	<i>Pile</i>
<i>ELU</i>	490.46	1196.42
<i>ELS</i>	367.68	889.06

Remarque : Pour le calcul du ferrailage de la culée et des piles, en plus des charges calculées précédemment on calcule aussi les surcharges suivantes :

➤ **Le vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

La répartition de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En générale la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 0.2 t/m selon le fascicule 61 titre II

W = 0.2 t/m² pour les ouvrages en service.

W = 0.125 t/m² pour les ouvrages en cours de construction.

➤ **Force de freinage :**

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut **30t**. Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

➤ **Séisme :**

Dans les régions sujettes au séisme, les ponts doivent être conçus pour résister aux charges sismiques.

La composante horizontale du séisme suivant l'axe x : **$E_x = 20 \% G$**

La composante horizontale du séisme suivant l'axe y : **$E_y = 14 \% G$**

G : est le poids propre total de la structure augmenté du poids + des piles liées au tablier.

Chapitre 04 :

Etude des appuis

4.1. Etude de la culée

On appelle culée l'ensemble des appuis et des organes de raccordement de l'ouvrage avec le terrain naturel.

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'appuis pour le tablier et de mur de soutènement pour les terres.

4.1.1. Le choix de la culée

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

Dans notre cas, on a opté pour une culée remblayée. Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. L'un d'autre eux appelé mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage. Les autres sont les murs latéraux, appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Comme on peut donc le voir, une culée remblayée assure à la fois une fonction mécanique porteuse et une fonction de soutènement du remblai. Elle subit donc une poussée des terres dont l'intensité est proportionnelle au carré de la hauteur.

De toute façon, une culée remblayée ne peut se concevoir que pour une hauteur limitée à une dizaine de mètres. Au-delà, les quantités à mettre en œuvre deviennent trop importantes, et il n'est certainement pas économique.

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante

H culée = cote du projet – cote de la fondation

4.1.2. Les différents éléments composants la culée

Une culée se compose essentiellement des éléments suivants : (Figure 4.1)

- Un mur de front sur lequel s'appuie le tablier et qui soutient les terres, il est encastré à la semelle.
 - Deux murs en retour qui assurent le soutènement des terres.
 - Un mur garde-grève comportant un corbeau arrière qui sert appui à la dalle de transition.
- (Voir la figure suivante)

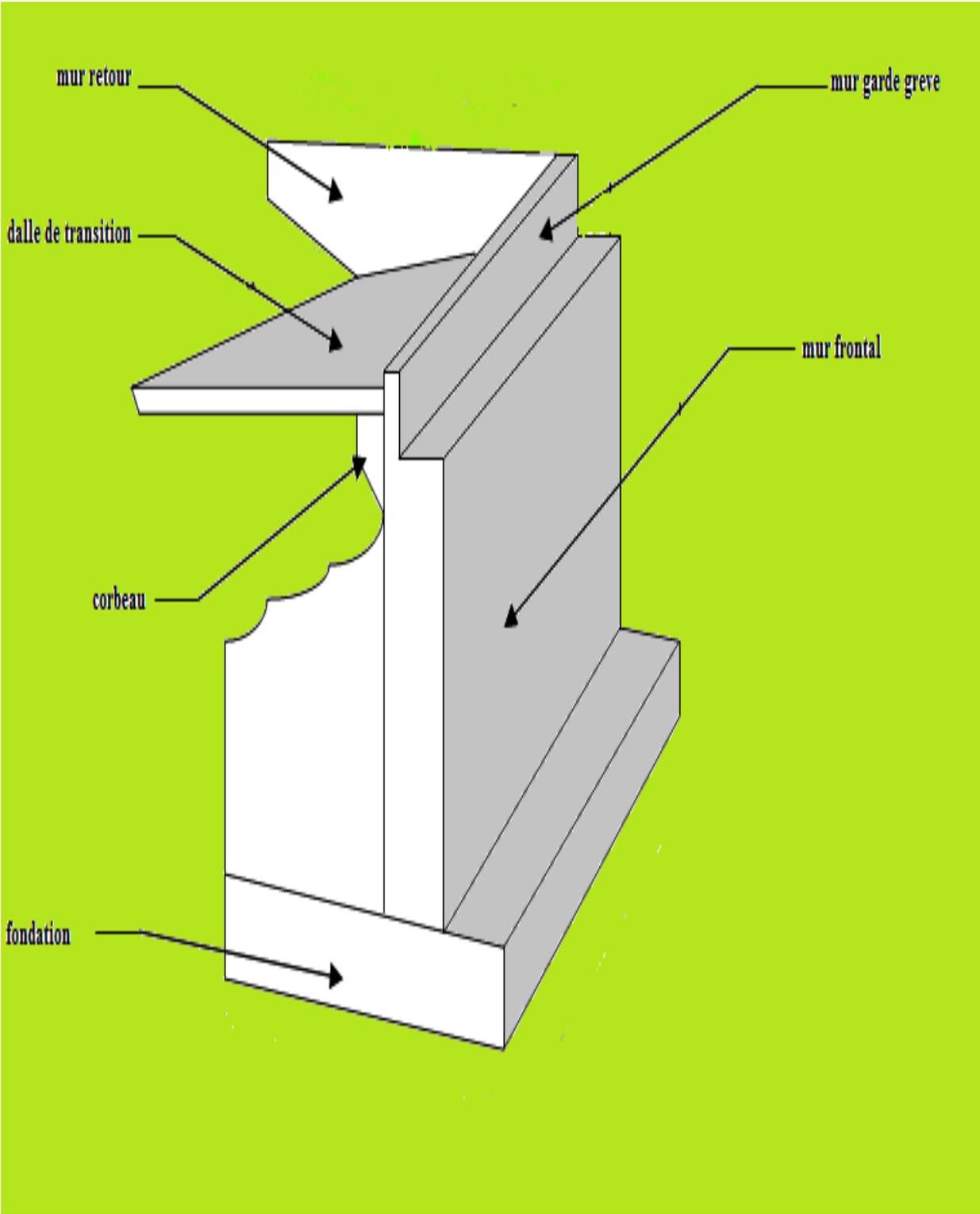


Figure 4.1: Perspective de la culée

4.1.3. Les dimensions des différents éléments constituant la culée

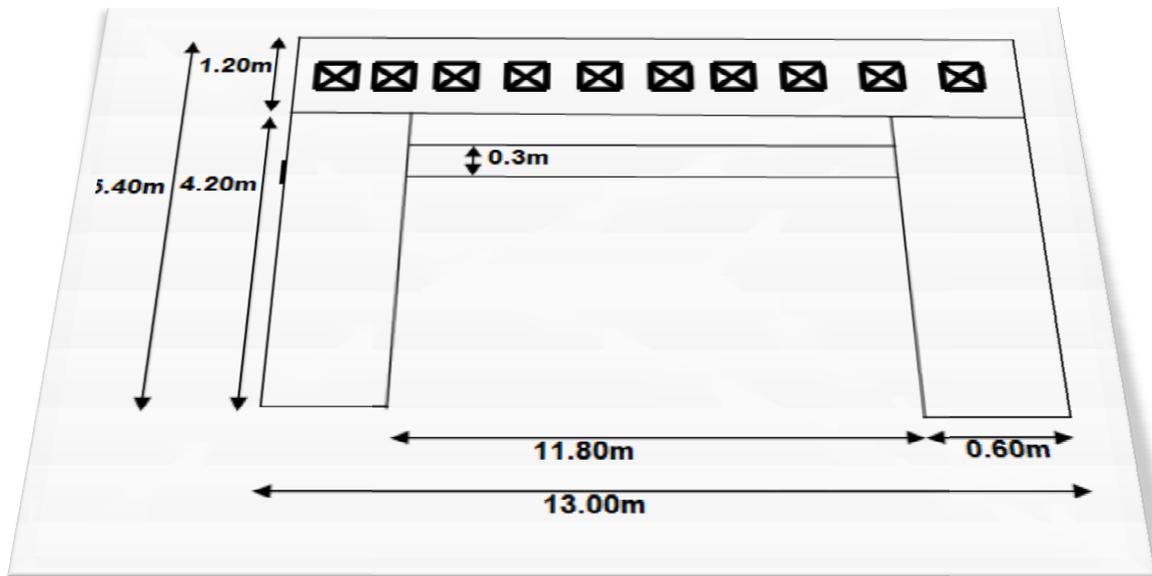


Figure 4.2 : La vue en plan de la culée

Le Mur garde grève :

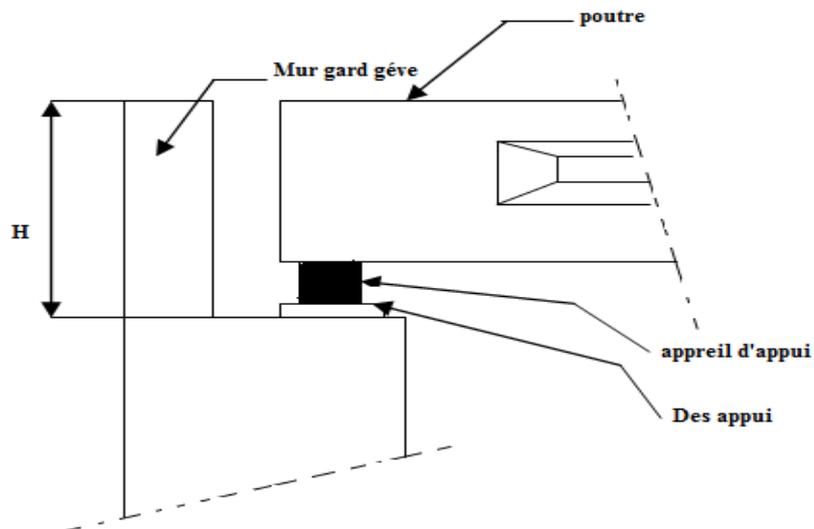


Figure 4.3 : Coupe sur le mur garde-grève et appareil d'appui

✓ La hauteur du mur de garde grève :

H = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + dés appuis

$$H = 1.1 + 0.24 + 0.06 = 1.65\text{m}$$

✓ Epaisseur du mur garde-grève :

$$e = \text{Max} (0.3\text{m} ; H/8) = (0.3 ; 1.65/8) = 0.3 \text{ m}$$

✓ Longueur du mur garde-grève

La longueur du mur est $L = 11.80 \text{ m}$

La Dalle de transition

Sa longueur est : $L = \text{min} (6\text{m} ; \text{max} (3\text{m} , 0.9 H))$

$$\begin{aligned} h : \text{ hauteur de remblais} &= (\text{mur du front} + \text{mur garde grè} \\ &= 6.77 + 1.65 = 8.42 \text{ m} \end{aligned}$$

La longueur $L = 11.8 \text{ m}$

La largeur $l = 5 \text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur $e = 0.3\text{m}$

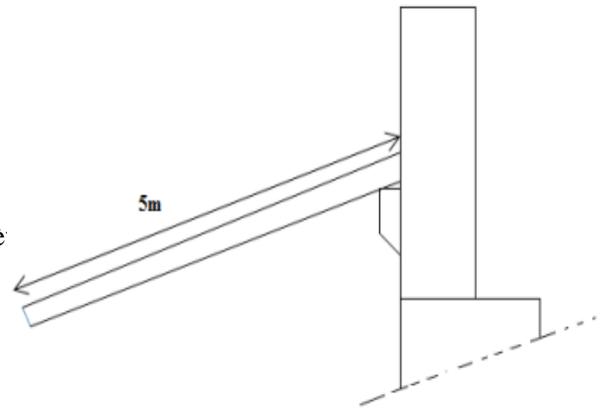


Figure 4.4: La dalle de transition

Le mur frontal

Hauteur du mur frontal : $h = 6.77 \text{ m}$

L'épaisseur : $e_{mf} = 1.2 \text{ m}$

La longueur du mur est : $L = 13 \text{ m}$

Le sommier d'appuis

Le sommier d'appuis est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appuis et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier L : largeur du pont = 13 m

La largeur du sommier $l = 1.2 \text{ m}$.

La Semelle

On a l'épaisseur de la semelle $e = 1.5 \text{ m}$

La longueur de la semelle : $L = 9.6 \text{ m}$

La largeur de la semelle : $l = 13.3 \text{ m}$

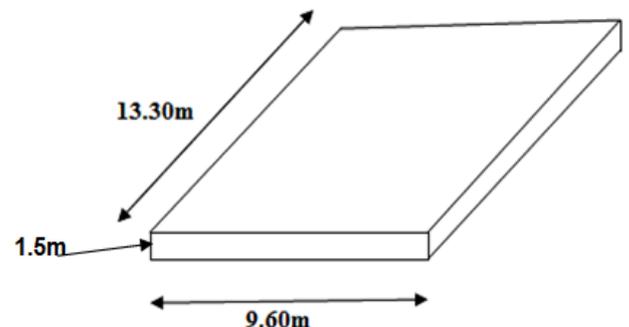


Figure 4.5 : Les dimensions de la semelle.

Murs en retour

Epaisseur du mur : $e_{mr} = 0.6 \text{ m}$

La hauteur est $h = 8.42 \text{ m}$

Longueur du mur en retour : $L = 4.20 \text{ m}$

Corbeau

Les dimensions du corbeau sont donnée le schéma suivant :

La longueur du corbeau est : $L = 11.8 \text{ m}$

La section du corbeau $S = 0.85$

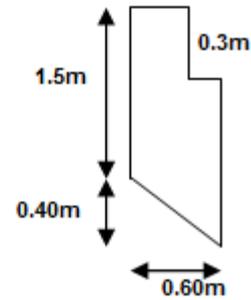


Figure 4.6 : Les dimensions de la semelle

4.1.4. Evaluation des efforts sollicitant la culée**4.1.4.1. Calcul des sollicitations permanentes sur la culée**Le poids propre du mur garde-grève

$$P_{GG} = \gamma_b \times e \times H \times L$$

$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$ poids volumique du béton.

$$\text{AN: } P_{GG} = 2.5 \times 0.3 \times 1.65 \times 11.8 \quad \rightarrow \quad P_{GG} = 14.60 \text{ t}$$

Le poids propre du mur frontal

$$P_F = \gamma_b \times e \times h \times L$$

$$\text{AN: } P_F = 2.5 \times 1.2 \times 6.77 \times 13 \quad \rightarrow \quad P_F = 264.03 \text{ t}$$

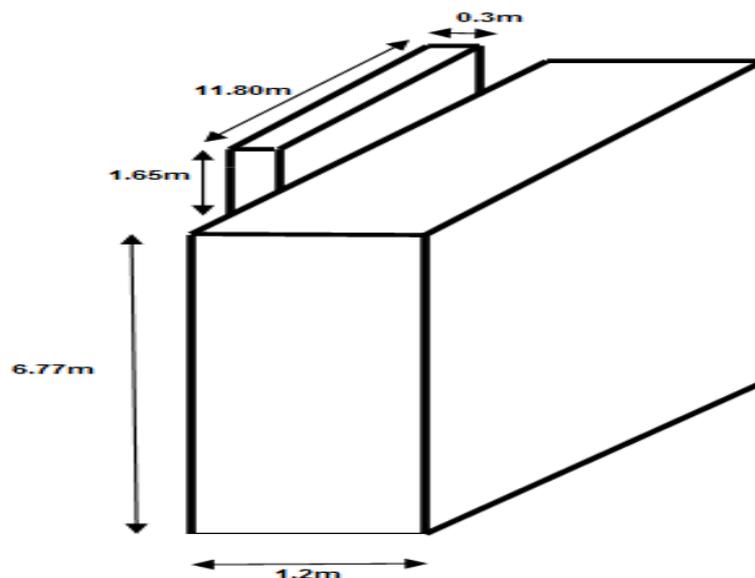


Figure 4.7: Les dimensions du mur frontal

Le poids propre du mur en retour

$$P_R = \gamma_b \times e \times S$$

$$\text{AN: } P_R = 2.5 \times 0.6 \times 35.36 \quad \rightarrow \quad P_R = 53.04 \text{ t}$$

$$P_{R \text{ total}} = 53.04 \times 2 \quad \rightarrow \quad P_{R \text{ Total}} = 106.09 \text{ t}$$

Le poids de la semelle

$$P_S = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$\text{AN: } P_S = 2.5 \times 1.5 \times 9.6 \times 13.3 \quad \rightarrow \quad P_S = 478.8 \text{ t}$$

Le poids de la dalle de transition

$$P_{DDT} = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$\text{AN: } P_{DDT} = 2.5 \times 0.3 \times 5 \times 11.8 \quad \rightarrow \quad P_{DDT} = 44.25 \text{ t}$$

Le poids du corbeau

$$P_C = \gamma_b \times S \times L$$

$$\text{AN: } P_C = 2.5 \times 0.85 \times 11.8 \quad \rightarrow \quad P_C = 24.34 \text{ t}$$

Le poids des terres Sur la dalle de transition :

$$P = \gamma_h \times h \times l \times L$$

l : la longueur de la dalle de transition

L : la largeur de la dalle de transition

$$\square \text{ du remblai} = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$P_1 = 1.8 \times h \times l \times L$$

$$\text{AN: } P_1 = 1.8 \times 1 \times 3.9 \times 11.8$$

$$P_1 = 82.83 \text{ t}$$

Sur la semelle :

$$P_2 = 661.92 \text{ t}$$

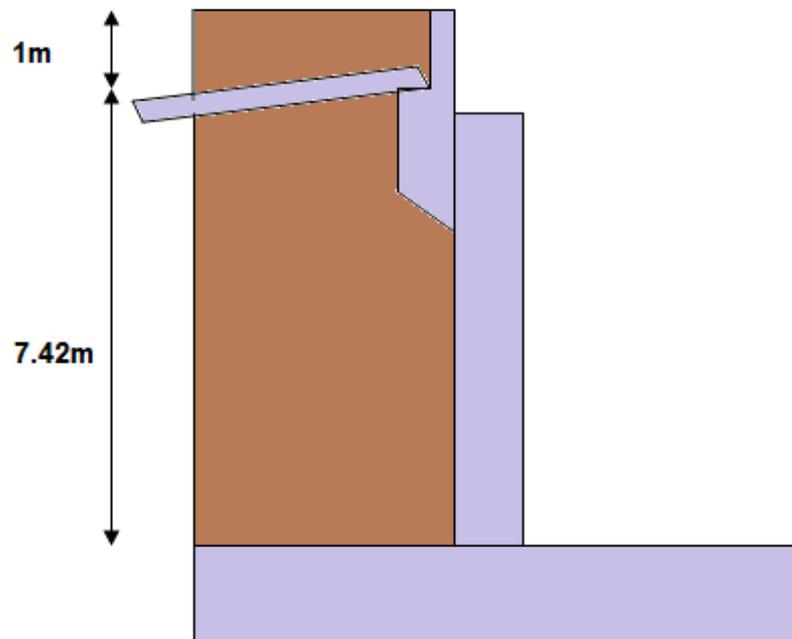


Figure 4.8 : Le poids des terres sur la dalle de transition et la semelle

Calcul de la poussée des terres

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide, en service, en conditions normales et dans les conditions sismiques.

Le mur garde-grève, le mur frontal et la Semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant (Figure 4.9)

$$q = K_a \times \gamma \times h \rightarrow F = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2$$

La force F est appliquée à $h/3$ tel que :

$$\begin{cases} F1 : \text{est appliquée à } 2.8 \text{ m} \\ F2 : \text{est appliquée à } 0.5 \text{ m} \end{cases}$$

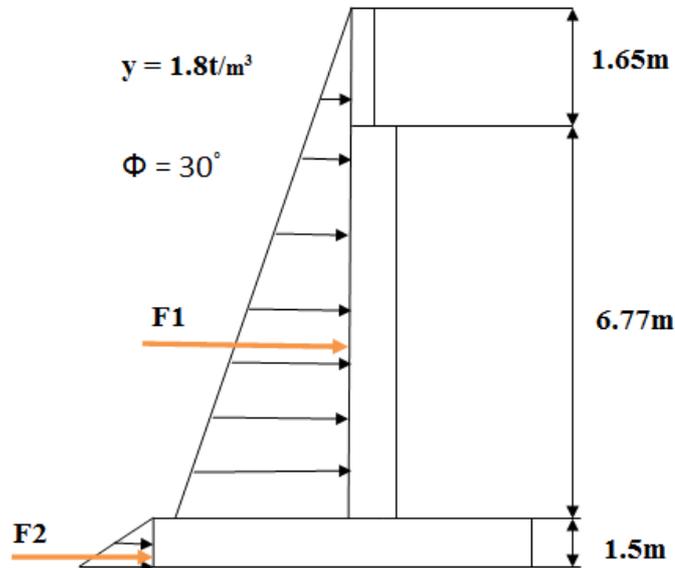


Figure 4.9 : La poussée des terres

Calcul du coefficient de poussée

✓ Dans les conditions normales $K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

D'où : $K_a = 0.333$

✓ Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de Mononoble-Okable [Voir la référence]

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \times K \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Φ : angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$)

α : angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0^\circ$

β : inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

δ : angle de frottement remblai- culée (sol – béton) $\delta = 0^\circ$

θ : angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \arctg\left(\frac{\epsilon_H}{1 + \epsilon_V}\right)$

k : coefficient caractérisent le séisme : $k^2 = \epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)$.

ϵ_H : 0.07 coefficient caractérisent du séisme dans le sens vertical.

L'effort sismique horizontal : $H_s = \epsilon_H \times G$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \epsilon_V) \times G$. (G : poids propre).

Les coefficients de poussées pour les différents cas sismique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 : Les coefficients de poussées pour les différents cas sismique

Action du séisme	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	θ^0	ka
Condition normale (pas de séisme)	Cas n°1	0	0	1	0	0.33
Verticale + horizontale	CAS n°2	0.1	0.07	1.039	5.34	0.42
Horizontale	CAS n°3	0.1	0	1.005	5.71	0.395
Verticale + horizontale	CAS n°4	-0.07	-0.07	0.969	6.14	0.374

Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normales et séismiques) sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions

		Condition sismique	K_a	$F_P(t)$
Poussées des terres	Mur garde grève+ mur frontal	CASN°1	0.333	250.72
		CASN°2	0.42	316.22
		CASN°3	0.395	297.40
		CASN°4	0.374	281.59
	Semelle	CASN°1	0.333	7.95
		CASN°2	0.42	10.03
		CASN°3	0.395	9.43
		CASN°4	0.374	8.94

Calcul de la poussée des surcharges de remblai

En vue de la 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.

$$q = 1 \text{ t/m}^2$$

$$p = q \times K_A \times l \rightarrow F_p = q \times K_A \times L \times h$$

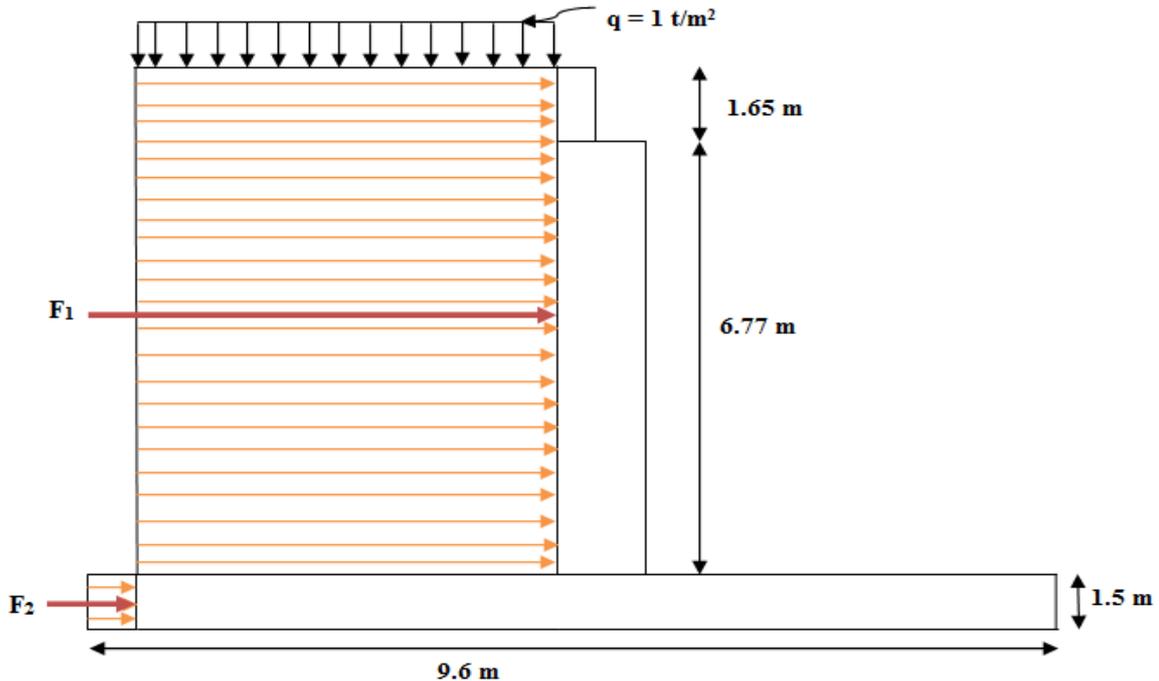


Figure 4.10 : La Poussée des surcharges

Les efforts de poussée de surcharges des remblais pour les différentes conditions (normales et sismiques) sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Les efforts de poussée de surcharges des remblais pour les différentes conditions

		<i>Condition sismique</i>	K_a	$F_P(t)$
<i>Poussées des surcharges</i>	<i>Mur gard grève + mur frontal</i>	Cas n°1	0.333	26.60
		casn°2	0.42	33.55
		Cas n°3	0.395	31.55
		Cas n°4	0.374	29.87
	<i>semelle</i>	Cas n°1	0.333	5.89
		Cas n°2	0.42	7.43
		Cas n°3	0.395	7.00
		Cas n°4	0.374	6.61

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant du aux charges verticales.

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

M_r : désigné le moment renversant du aux charges horizontales.

$M_r = \text{effort horizontal} \times \text{bras de levier vertical}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Remarque : les bras de leviers horizontaux et verticaux des différentes forces sont déterminés par rapport au point O.

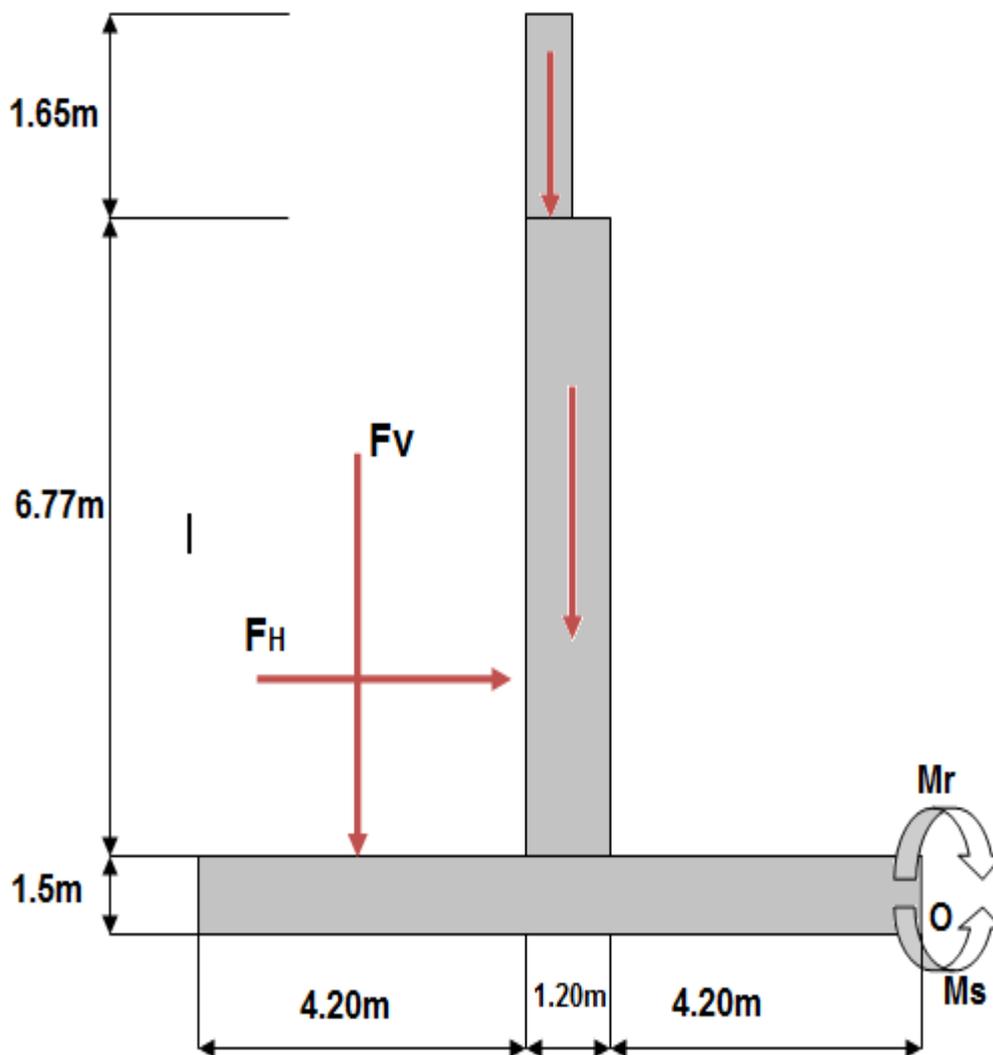


Figure 4.11: Le moment stabilisant et renversant.

Tableau 4.4: Les Sollicitations dues aux charges permanentes

<i>sollicitation</i>	<i>Condition sismique</i>	<i>Efforts P(t)</i>	<i>Efforts horizontaux</i>	<i>Efforts verticaux ($I \pm \epsilon_V$)P(t)</i>	<i>Bras de levier horizontal(m)</i>	<i>Bras de levier vertical(m)</i>	<i>M_r (t.m)</i>	<i>M_s (t.m)</i>
<i>Poids du mur garde grève</i>	<i>Cas n°1</i>	14.60	0	14.60	5.55	9.09	0	81.03
	<i>Cas n°2</i>		1.46	15.62			13.27	86.69
	<i>Cas n°3</i>		1.46	14.60			13.27	81.03
	<i>Cas n°4</i>		1.46	13.57			13.27	75.31
<i>Poids du mur frontal</i>	<i>Cas n°1</i>	264.03	0	264.03	4.80	4.88	0	1267.34
	<i>Cas n°2</i>		26.40	282.51			128.83	1356.04
	<i>Cas n°3</i>		26.40	264.03			128.83	1267.34
	<i>Cas n°4</i>		26.40	245.54			128.83	1178.59
<i>Poids du mur de retour</i>	<i>Cas n°1</i>	106.09	0	106.09	7.50	5.71	0	795.65
	<i>Cas n°2</i>		10.60	113.21			60.52	849.07
	<i>Cas n°3</i>		10.60	106.09			60.52	795.65
	<i>Cas n°4</i>		10.60	98.66			60.52	739.95
<i>Poids de la semelle</i>	<i>Cas n°1</i>	478.8	0	478.8	4.80	0.75	0	2298.24
	<i>Cas n°2</i>		47.88	512.31			35.91	2459.08
	<i>Cas n°3</i>		47.88	478.8			35.91	2298.24
	<i>Cas n°4</i>		47.88	445.28			35.91	2137.34
<i>Poids de la dalle de transition</i>	<i>Cas n°1</i>	44.25	0	44.25	8.20	8.96	0	362.85
	<i>Cas n°2</i>		4.42	47.34			39.42	388.19
	<i>Cas n°3</i>		4.42	44.25			39.42	362.85
	<i>Cas n°4</i>		4.42	41.15			39.42	337.43
<i>Corbeau</i>	<i>Cas n°1</i>	24.34	0	24.34	5.72	7.01	0	139.22
	<i>Cas n°2</i>		2.43	26.04			17.03	148.94
	<i>Cas n°3</i>		2.43	24.34			17.03	139.22
	<i>Cas n°4</i>		2.43	22.63			17.03	129.44
<i>Poids des terres sur la dalle de transition</i>	<i>Cas n°1</i>	82.33	0	82.33	7.74	9	0	637.23
	<i>Cas n°2</i>		8.23	88.09			74.07	681.81
	<i>Cas n°3</i>		8.23	82.33			74.07	637.23
	<i>Cas n°4</i>		8.23	76.56			74.07	592.57
<i>Poids des terres sur la semelle</i>	<i>Cas n°1</i>	661.92	0	661.92	7.50	0.75	0	4964.4
	<i>Cas n°2</i>		66.19	708.27			49.64	5312.02
	<i>Cas n°3</i>		66.19	661.92			49.64	4964.4
	<i>Cas n°4</i>		66.19	615.58			49.64	4616.85
<i>Poids du tablier</i>	<i>Cas n°1</i>	490.46	0	490.46	6.00	//	//	2942.76
	<i>Cas n°2</i>		49.04	524.79			//	3148.74
	<i>Cas n°3</i>		49.04	490.46			//	2942.76
	<i>Cas n°4</i>		49.04	456.12			//	2736.72

Tableau 4.5 : Sollicitations dues aux surcharges du remblai

		Condition sismique	Efforts(t)	Bras de levier horizontal(m)	Bras de levier vertical(m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poussées des surcharges	Sur le mur frontale + garde grève	Cas N°1	16.54	//	4.30	114.38	//
		Cas N°2	13.90	//		144.26	//
		Cas N°3	19.62	//		135.66	//
		Cas N°4	18.57	//		128.44	//
	Sur la semelle	Cas N°1	2.94	//	0.5	2.94	//
		Cas N°2	3.71	//		3.71	//
		Cas N°3	3.49	//		3.50	//
		Cas N°4	3.30	//		3.30	//

Tableau 4.6 : Sollicitations dues aux poussées des terres

Sollicitation	Condition sismique	F_t (t)	Bras de levier horizontal(m)	Bras de levier vertical(m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poussées des terres sur le Mgg+ Mf	Cas N°1	250.72	//	4.30	1078.09	//
	Cas N°2	316.22	//		1359.74	//
	Cas N°3	297.40	//		1278.82	//
	Cas N°4	281.59	//		1210.83	//
Poussées des terres sur la semelle	Cas N°1	7.95	//	0.5	3.97	//
	Cas N°2	10.03	//		5.01	//
	Cas N°3	9.43	//		4.71	//
	Cas N°4	8.94	//		4.47	//

Vérification de la stabilité :✓ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \text{ Condition normale (pas de séisme)}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.3 \text{ Condition sismique}$$

✓ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi \geq 1.5 \text{ Condition normale.}$$

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi \geq 1.3 \text{ Condition sismique.}$$

$$\text{Tel que : } V = \sum (1 \pm \varepsilon_v) P(t)$$

$$H = \sum \varepsilon_h P(t)$$

φ : angle de frottement du remblai.

Tableau 4.7 : Résultats des sollicitations sur la culée

<i>Cas sismique</i>	$H = \sum \varepsilon_h P(t)$	$V = \sum (1 \pm \varepsilon_v) P(t)$	$\sum Ms (t.m)$	$\sum Mr (t.m)$
<i>Cas N°1</i>	278.15	2044.04	13488.72	1199.38
<i>Cas N°2</i>	560.51	2318.18	14430.58	1931.42
<i>Cas N°3</i>	546.59	2166.82	13488.72	1841.38
<i>Cas N°4</i>	529.05	2015.09	12544.20	1765.73

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Vérification normale :

✓ **Cas N°1 :**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{13488.72}{1154.65} = 11.24 \geq 1.5$$

La condition est vérifiée.

Condition sismique :

✓ **Cas N°2 :**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{14430.58}{1845.06} = 7.47 \geq 1.3$$

La condition est vérifiée.

✓ **Cas N°3 :**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{13488.72}{1788.32} = 7.32 \geq 1.3$$

La condition est vérifiée.

✓ **Cas N°4 :**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{12544.20}{1715.49} = 7.10 \geq 1.3$$

La condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la stabilité au glissement :**

Vérification normale :

✓ **Cas N°1 :**

$$\frac{\sum V}{\sum H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2166.82}{278.15} \operatorname{tg} 30 = 11.97 \geq 1.5$$

La condition est vérifiée.

Condition sismique :

✓ **Cas N°2 :**

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} tg\varphi = \frac{2318.18}{560.51} tg30 = 6.35 \geq 1.3$$

La condition est vérifiée.

✓ **Cas N°3 :**

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} tg\varphi = \frac{2166.86}{546.59} tg30 = 6.09 \geq 1.3$$

La condition est vérifiée.

✓ **Cas N°4 :**

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} tg\varphi = \frac{2015.09}{529.05} tg30 = 5.85 \geq 1.3$$

La condition est vérifiée.

Remarque : On remarque que les conditions sont vérifiées de façon très élevée par rapport a les conditions de stabilité et de renversement, donc en préconise de redimensionné la culée pour réduire la section du béton et cela pour des raisons économique.

4.1.5. Ferrailage des éléments de la culée [7]

4.1.5.1. Caractéristiques des matériaux utilisés

✓ **Béton**

- Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2.5t/m^3$
- La résistance à la compression à 28 jours est :
 $f_{c28} = 30$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction à j jour se déduit conventionnellement par la relation :
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$
- Contrainte ultime de compression.

C'est la valeur fixée à l'avance et ce ne peut pas être dépassé en aucuns points poidre de l'ouvrage

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression a 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable et tranitoire.

$\gamma_b = 1.5$ Situation accidentelle

θ :

Coefficient fixée à 1 lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 Heures.

- Contrainte de service.

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{ouvrage fini.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction situation accidentelle.} \end{cases}$$

✓ **Acier**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (FeE400).

Limite élastique est égale à 400MPa

- Contrainte limite à la traction.

$$\checkmark \text{ ELU : } \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle.} \\ 1.5 & \text{Situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

- \checkmark ELS :

$$\text{Fissurations préjudiciable : } \bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}} \right\}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable } \bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{n f_{c28}} \right\}$$

- { n = 1 pour les armatures roche lisse.
- { n = 1.6 pour les armatures hautes adhérence

4.1.5.2. Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

- Poids de la dalle de transition : $G_1 = 44.25 \text{ t} = \frac{44.25}{59} = 0.75 \text{ t/m}^2$
- Poids du remblai : $G_2 = 82.83 \text{ t} = 1.40 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $G_3 = 0.176 \text{ t/m}^2$
- Poids total: $G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 2.32 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

Remarque : La dalle de transition sera ferrillée à la flexion simple.

La dalle sera ferrillée selon deux sens, selon X et selon Y

- \checkmark ELU :

$$P = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P = 4.63 \text{ t/m}^2.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{11.8} = 0.42$$

$\alpha = 0.42 > 0.4$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times P \times L_y^2 \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont données en fonction de α et v . Sur la table de PIJGEAUD. (Voir annexe).
Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 0.42 \\ v = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.1075 \times 4.63 \times 52 \\ M_y = 12.44 \times 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 12.44 \text{ t.m} \\ M_y = 3.11 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la dalle de transition selon l'axe x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x}{f_{bu} \times b \times d^2}, \quad \text{Tel que : } f_{bu} = 17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0.100$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\text{Avec : } f_{e400} = 400 \text{ MPa}, \gamma_s = 1.15 \text{ et } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_s} = 0.668$$

$$\mu_r = 0.8\alpha_r(1 - 0.4\alpha_r) = 0.392$$

$$\mu_r = 0.392 > \mu_{bu}$$

Donc, notre section est sans armature comprimée.

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.15 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.132 \\ z = 0.255 \text{ m} \end{cases}$$

$$A = \frac{M_x}{Z\sigma_s} \rightarrow \text{tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Donc $A = 13.98 \text{ cm}^2$ donc en choisit $A = 15.71 \text{ cm}^2$, soit **5HA20**.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$b = 1 \text{ m}, d = 0.27 \text{ m}, h = 0.3 \text{ m}$$

$$A \geq A_{min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A = 15.70 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifier}).$$

D'après le B.A.E.L on prend **5HA20** = 15.71 cm² avec un espacement de 20 cm.

- Vérification à l'ELS

$$P = G + Q = 3.32 \text{ t/m}^2$$

Avec

$$\begin{cases} \alpha = 0.42 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \text{ Coefficient de poisson} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_X = 0.1098 \\ \mu_Y = 0.3000 \end{cases}$$

$$M_X = 9.11 \text{ t.m}$$

$$M_Y = 2.73 \text{ t.m}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b \geq \sigma_b \\ \bar{\sigma}_{st} \geq \sigma_s \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{3}{2}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}} \right\} = 215.55 \text{ MPa} \quad (\text{fissurations préjudiciable}).$$

Tel que :

$$n = 1.6 \text{ armatures hautes adhérence et } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0 \quad \rightarrow \quad X = 0.0917 \text{ m.}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + nA_s(d - X)^2 \quad \rightarrow \quad I_1 = 1.006 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

Avec : $n = 15$; $A_s = 15.70 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser.X}}{I_1} = 8.3 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié}).$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 242.19 \text{ MPa} > 215.55 \text{ MPa} \quad (\text{Non vérifié}).$$

Remarque :

La deuxième condition de vérification non vérifiée, donc on préconise d'augmenter la section de ferrailage.

On prend 6HA20 soit $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser.X}}{I_1} = 7.80 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée}).$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 204.02 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée}).$$

Donc la section de ferrailage est de **6HA20 soit $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$** avec un espacement de 16 cm

- **Les armatures de construction**

$$A_c = \frac{A}{3} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Donc la section de ferrailage est de 6HA12 soit $A_c = 6.79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 16 cm

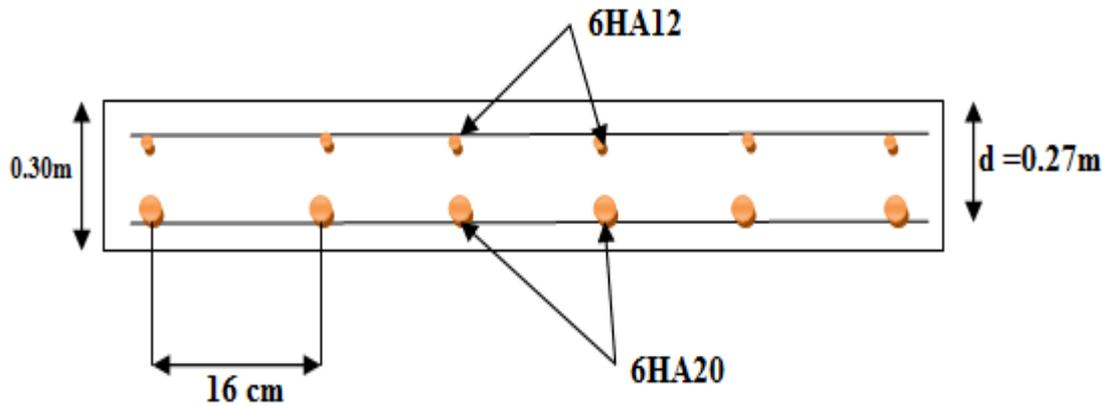


Figure 4.12 : Ferrailage de la dalle de transition selon l'axe x

- **Ferrailage de la dalle selon l'axe y**

✓ **ELU :**

De la même façon que que selon x on trouve : $A = 3.35 \text{ cm}^2$.

D'après le B.A.E.L. on prend $A = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

- **Vérification de la condition de fragilité :**

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

✓ **Verification à l'ELS :**

on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b \geq \sigma_b \\ \bar{\sigma}_{st} \geq \sigma_s \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{3}{2}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}} \right\} = 215.55 \text{ MPa} \quad (\text{fissurations préjudiciable}).$$

$$\frac{b}{2} X^2 + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0 \quad \rightarrow \quad X = 0.055 \text{ m.}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + nA_s(d - X)^2 \quad \rightarrow \quad I_1 = 3.82 \cdot 10^4 \text{ m}^4.$$

Avec $n = 15$; $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser.X}}{I_1} = 3.93 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{(vérié).}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 230.48 \text{ MPa} > 215.55 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Non vérifié).}$$

Remarque : la deuxième condition non vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailage

On prend 7HA10 soit $A = 5.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 14.28 cm

Vérification :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser.X}}{I_1} = 3.69 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{(vériée).}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 198.17 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \text{ (vériée).}$$

- **Les armatures de construction**

On prend 7HA10 pour homogénéiser la section du béton

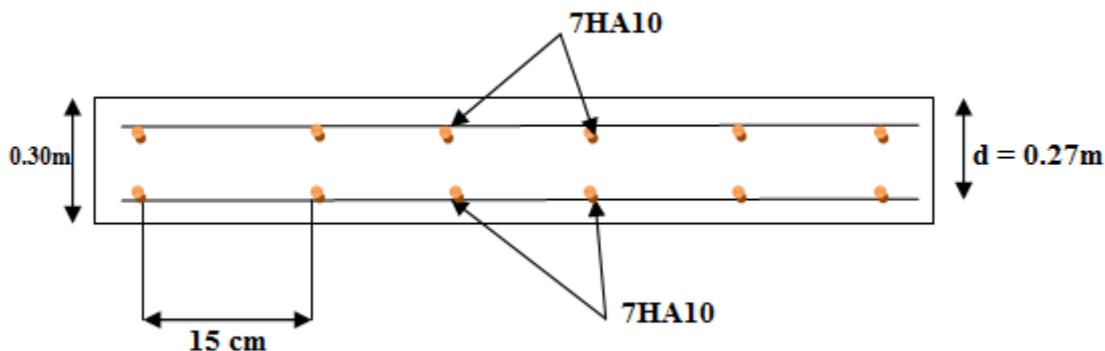


Figure 4.13: Ferrailage de la dalle de transition selon l'axe y

4.1.5.3. Ferrailage du mur garde-grève

Le mur garde-grève sera ferrillé à la flexion simple.

Le mur garde-grève est soumis aux forces horizontales suivantes :

- **Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2.$$

$$F_t = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 1.8 \times 1.65^2 = 0.82 \text{ t.}$$

$$M_t = \frac{1}{3} \times F_t \times h = 0.45 \text{ t.m.}$$

- **Effort de freinage :**

$$F_F = \frac{30}{13} = 2.30 \text{ t/ml.}$$

$$M_f = F_f \times h = 3.79 \text{ t.m.}$$

- **Armatures longitudinales :**

✓ **ELU :**

$$M_U = 1.35M_t + 1.5M_f \quad \rightarrow \quad M_u = 6.13 \text{ t.m.}$$

$$b = 1\text{m.}; \quad d = 0.25 \text{ m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \rightarrow \quad \text{Tel que } f_{bu} = 17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0.058.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.07$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \rightarrow \quad Z = 0.24$$

$$A = \frac{M_x}{Z\sigma_s} \quad \rightarrow \quad \text{tel que } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc } A = \frac{6.13}{0.24 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4 \text{ HA } 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{c28}}{f_e}.$$

$$A = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

D'après le B.A.E.L, on prend 4HA 14 cm² avec un espacement de 25 cm.

- **Vérification a L'ELS**

$$M_{ser} = M_t + M_f \quad \rightarrow \quad M_{ser} = 4.24 \text{ t.m.}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_b} \geq \sigma_b \\ \overline{\sigma_{st}} \geq \sigma_s \end{cases}.$$

$$\frac{b}{2} X^2 + nA'_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0 \quad \rightarrow \quad X = 0.23 \text{ m.}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + nA_s(d - X)^2 \quad \rightarrow \quad I_1 = 4.06 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

Avec $n = 15$; $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 2.40 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié}).$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d - X)}{I_1} = 3.13 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié}).$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimum des aciers transversaux est : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Armatures de construction**

$$A_C = A_S / 3 = 8.04 / 3 = 2.68 \text{ cm}^2.$$

On prend 4HA 10 = 3.14 cm².

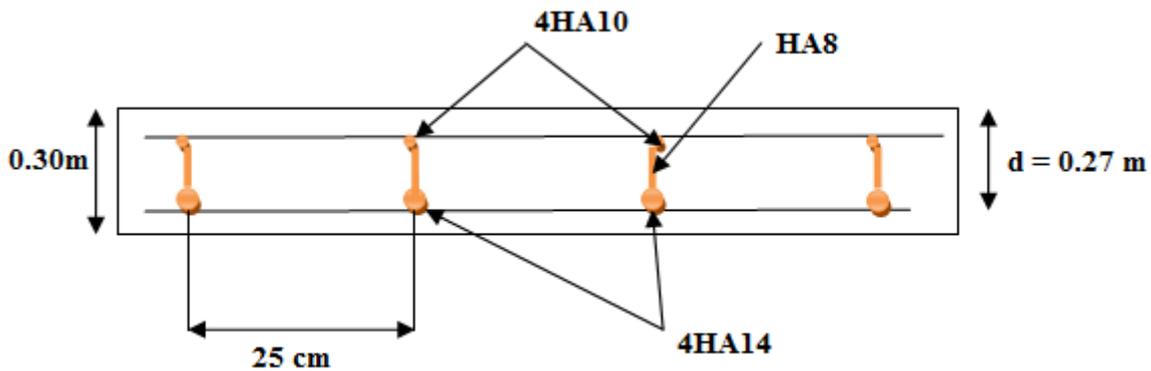


Figure 4.14: Ferrailage du mur gard grève

4.1.5.3. Ferrailage de mure frontale

Le mur frontal sera ferrailé à **la flexion composée** pour une bande de **1m** linéaire.

$$b=1\text{m}, h=1.2\text{m}, d=1.15\text{m}, d'=0.05\text{m}.$$

Le mur frontal est soumise aux efforts suivants :

- **Force verticale :**

$$N = 490.46 \text{ t.}$$

Poids de mur grde grève

$$P_{gg} = 14.60 \text{ t}$$

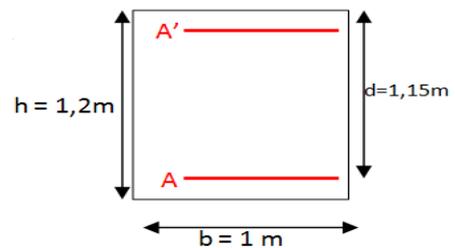
Poids propre dev mure frontale

$$P_{mf} = 264.03 \text{ t}$$

Donc

$$N_u = 490.46 + (14.60 + 264.03) \times 1.35 = 866.61 \text{ t}$$

$$\text{Donc } N_u = \frac{866.61}{13} = 66.66 / \text{ml}$$



• **Force horizontales :**

✓ **Poussée des terres :**

$$F_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 = 13.74 \text{ t.}$$

$$M_t = \frac{1}{3} \times F_t \times h = 31 \text{ t.m.}$$

$$P_{\text{sur}} = 26.60 \text{ t}, M_{\text{sur}} = 26.60 \times \frac{6.77}{2} = 90.04 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } M_{\text{sur}} = \frac{90.04}{13} = 6.93 \text{ t.m/ml}$$

✓ **Force de freinage :**

$$F_f = \frac{30}{13} = 2.24 \text{ t/ml.}$$

$$M_f = F_f \times h = 15.16 \text{ t.m}$$

Donc :

$$M_u = 1.35(31) + 1.5 \times (6.93 + 15.16) = 75.98 \text{ t.m/ml}$$

a) Ferrailage :

✚ **Armatures longitudinales**

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{75.98}{66.66} = 1.14 \text{ m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 75.98 + 66.66 \left(1.15 - \frac{1.2}{2} \right) = 112.64 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = -39.31 \text{ t.m} \quad (1).$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 742.35 \text{ t.m} \quad (2).$$

On a (2) > (1) donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{bu} = \frac{M_x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \rightarrow \quad \text{Tel que } f_{bu} = 17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0501$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0642$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \rightarrow \quad Z = 1.12$$

$$A = \frac{M_x}{Z\sigma_s} \quad \rightarrow \quad \text{tel que } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc } A = \frac{112.64 \times 10^{-2}}{0.24 \times 348} = 9.73 \text{ cm}^2$$

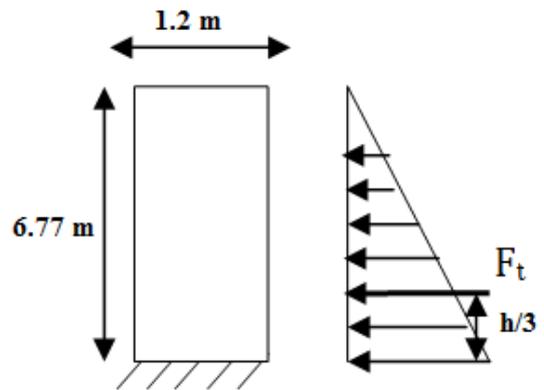


Figure 4.15: Possée des terres sur le mure frontal

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A = 9.37 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 15.87 \text{ cm}^2 \quad (\text{La condition n'est pas vérifiée}).$$

D'après le B.A.E.L, on ferraille par $A_{\min} \Rightarrow \mathbf{8HA16=16.08 \text{ cm}^2}$ avec un espacement de 12.50 cm

Remarque : On remarque que les poussées des terres et les surcharges sont inférieures par rapport à l'effort normal N c'est pour cela on trouve la section de ferrailage inférieure par rapport à la section minimale

- **Armatures de construction**

$$A_c = A_s / 3 = 16.08 / 3 = 5.36 \text{ cm}^2.$$

On prend 8HA 10 = 6.28 cm². Avec un espacement de 12 cm

- **Armatures transversales :**

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15cm

a) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_b} \leq \sigma_b = 16,2 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_s = 207,31 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$M_{ser} = 53.83 \text{ t.m/ml}, N_{ser} = 49.37 \text{ t/ml}, n=15, A_s=16.08 \text{ cm}^2, A'_s=0.$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1,09 \text{ m}.$$

$$X = X_c - e + \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } X_c^3 + p \times X_c + q = 0$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + 6 \times \frac{15 A_s}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0.126$$

$$\begin{cases} p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + 6 \times \frac{15 A_s}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0.126 \\ q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - 6 \times \frac{15 A_s}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -0.149 \end{cases}$$

$$X_c^3 - 1,024 X_c - 1.12 = 0 \quad \rightarrow X_c = 0.6 \text{ m} \quad \rightarrow X = 0,0086 \text{ m}$$

$$S = \frac{b}{2} X^2 - n A_s (d - X) = 0.5 (0,6)^2 - 15 \times 16.08 \times 10^{-4} \times (1,15 - 0,6) = 0,19 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot X}{S} = \frac{49.37 \times 10^{-2} \times 0,6}{0,19} = 2.86 \text{ MPa} < 16,2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = n \frac{N_{ser} (d - X)}{S} = 15 \times \frac{49.37 \times 10^{-2} \times (1.15 - 0.6)}{0.19} = 40.53 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MPa} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

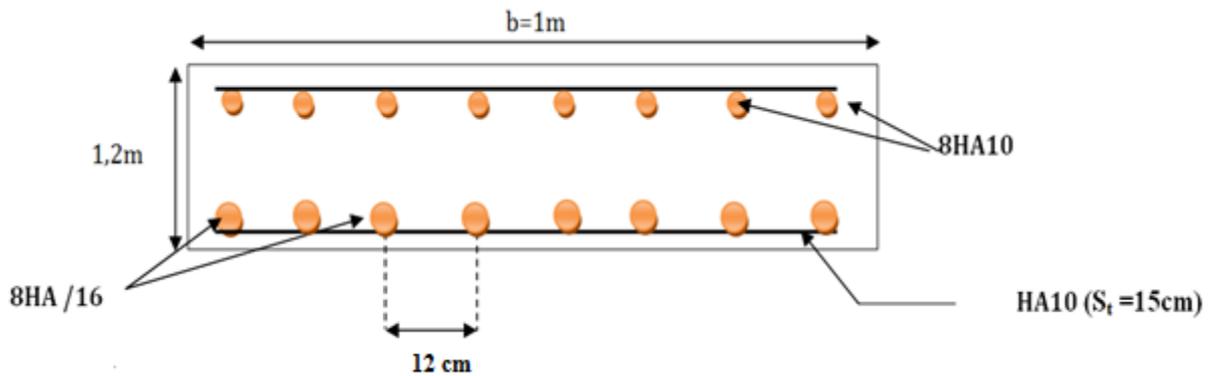


Figure 4.16 : Ferrailage du mure frontal

4.1.5.4. Ferrailage de la semelle

on a une semelle d’une longueur $l = 13.40\text{m}$,d’une largeur $B = 9.6\text{m}$ et d’une hauteur $h = 1.5 \text{ m}$.

la semelle sera ferrail\u00e9e \u00e0 la flexion compos\u00e9e. On utilise la m\u00e9thode des bi\u00e8lles.

On calcule la semelle comme si,elle \u00e9tait sollicit\u00e9e par une charge centr\u00e9e major\u00e9e $Q' > Q$ ou

$Q' = \sigma \left(\frac{B}{4}\right) . B . L$ c’est-a- dire,on consid\u00e8re que la semelle est sollicit\u00e9e par une r\u00e9action de sol

D’intensit\u00e9 uniforme : $\sigma \left(\frac{B}{4}\right) = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max})/4$ au lieu d’une r\u00e9action d’allure trap\u00e9zoidale $(\sigma_{min} + 3\sigma_{max})/4$ au lieu d’une r\u00e9action d’allure trap\u00e9zoidale .

- Evaluation des efforts agissants sur la semelle

Le tableau suivant donne l’ensemble des moments et efforts agissant sur la semelle pour les diff\u00e9rents cas :

Tableau 4.8: Les moments et les efforts

Cas simique	$H = \sum \varepsilon_h p(t).$	$V = \sum (I \pm \varepsilon_v)(t)$	$\sum Ms (t.m)$	$\sum Mr (t.m)$
CN	278.15	2166.82	13488.72	1199.38
C+V ⁺	560.51	2318.18	14430.58	1931.42
C+V ⁻	546.59	2166.82	13488.72	1841.38

- **Vérification de la rigidité**

La hauteur doit être telle que $\frac{b'-b}{2} \leq h \leq b' - b$

Telle que ;

b' : entre axes des pieux : $b' \geq 2,5\Phi$ à 3Φ (Φ diamètre d'un pieu) (la semelle doit déborder largement du nu extérieur des pieux).

Donc : $\frac{3,6-1,2}{2} \leq h \leq 3,6 - 1,2 \rightarrow 1,2 \leq 1,5 \leq 2,4$ (condition vérifiée)

✓ **Conditions normales**

Détermination des efforts sollicitant la semelle

$F_v = 2166.82 \text{ t}$ $M_s = 13488.72 \text{ t.m}$

$F_h = 278.15 \text{ t}$ $M_R = 1199.38 \text{ t.m}$

- **Calcul des contraintes sous la fondation**

$Q = 278.15 \text{ t}$; $M_R = 1199.38 \text{ t.m}$ $B = 9.60 \text{ m}$; $L = 13.30 \text{ m}$

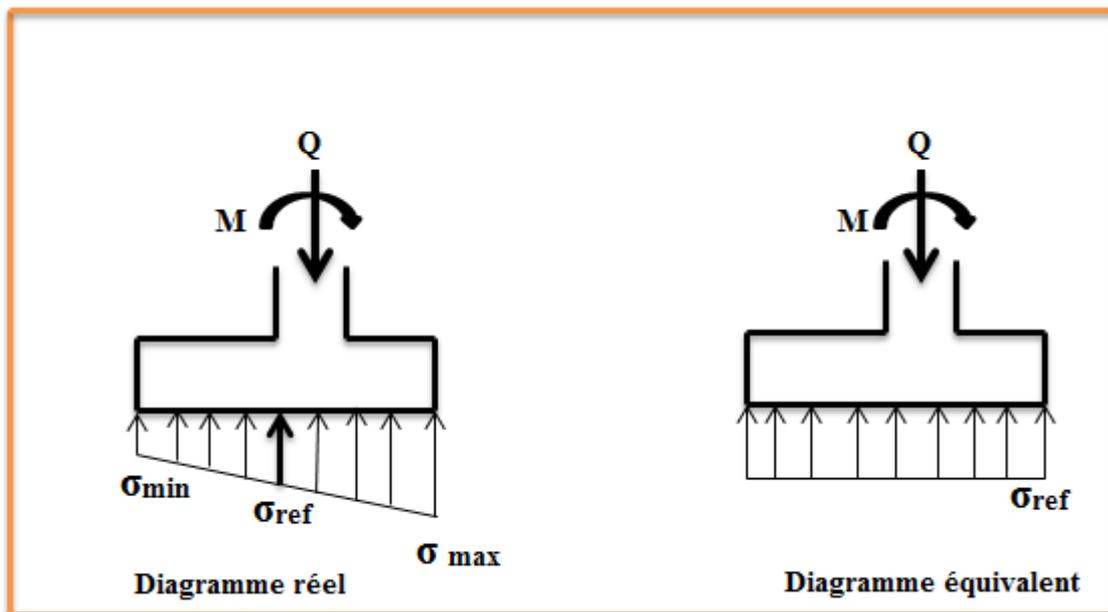


Figure 4.17: Les contraintes sous la fondation

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{Q}{B.L} - \frac{6.M}{L.B^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{min} = 11.099 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{Q}{B.L} + \frac{6.M}{L.B^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} = 22.84 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{reference} = \sigma\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{(\sigma_{min} + 3\sigma_{max})}{4} \quad \rightarrow \quad \sigma\left(\frac{B}{4}\right) = 19.91 \text{ t/m}^2$$

$$Q' = \sigma\left(\frac{B}{4}\right) \times B \times L \quad \rightarrow \quad Q' = 2541.60 \text{ t}$$

- Nappe inférieure

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{Q'(B-b)}{8.d.\sigma_S} = 153.69 \text{ cm}^2$$

$$A = 528.88 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 66\text{HA32} = 530.80 \text{ cm}^2 \text{ (pour tout la surface de la semelle).}$$

Pour un mètre linéaire on a $\frac{66}{9.6} = 7\text{HA/ml}$ pour un espacement de 15 cm

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq A_{min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{400} = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$169.53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 19.04 \text{ cm}^2 \text{ (c'est vérifier)}$$

D'après le BAEL on prend $32\text{HA25} = 169.53 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

- Nappe supérieure

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{530.80}{4} = 132.70 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y = 176.93 \text{ cm}^2$$

Soit $57\text{HA20} = 179.07 \text{ cm}^2$, soit 6HA20 avec un espacement de 15 cm pour un mètre linéaire

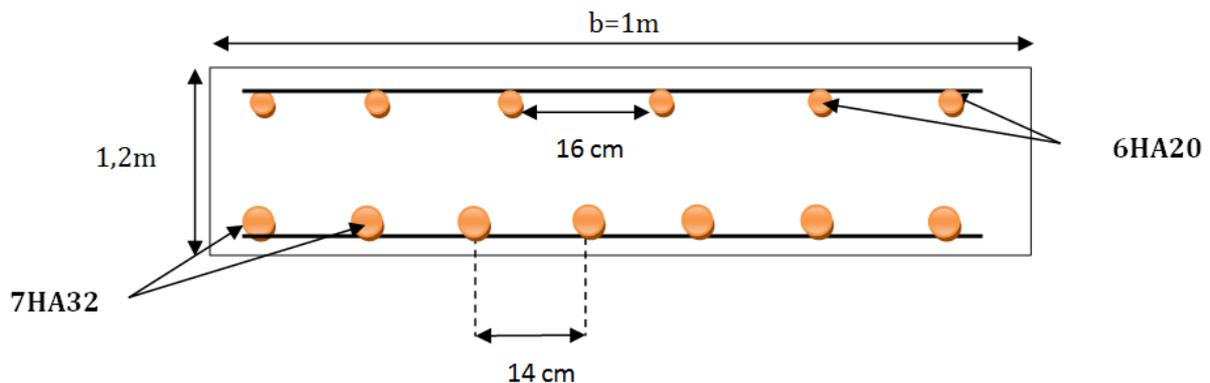


Figure 4.18: Schémas de ferrailage de la semelle selon B

4.2. Étude de la pile

4.2.1. Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

5. Mode de construction du tablier.
6. Hauteur de la brèche à franchir.
7. Mode d'exécution des fondations.
8. Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

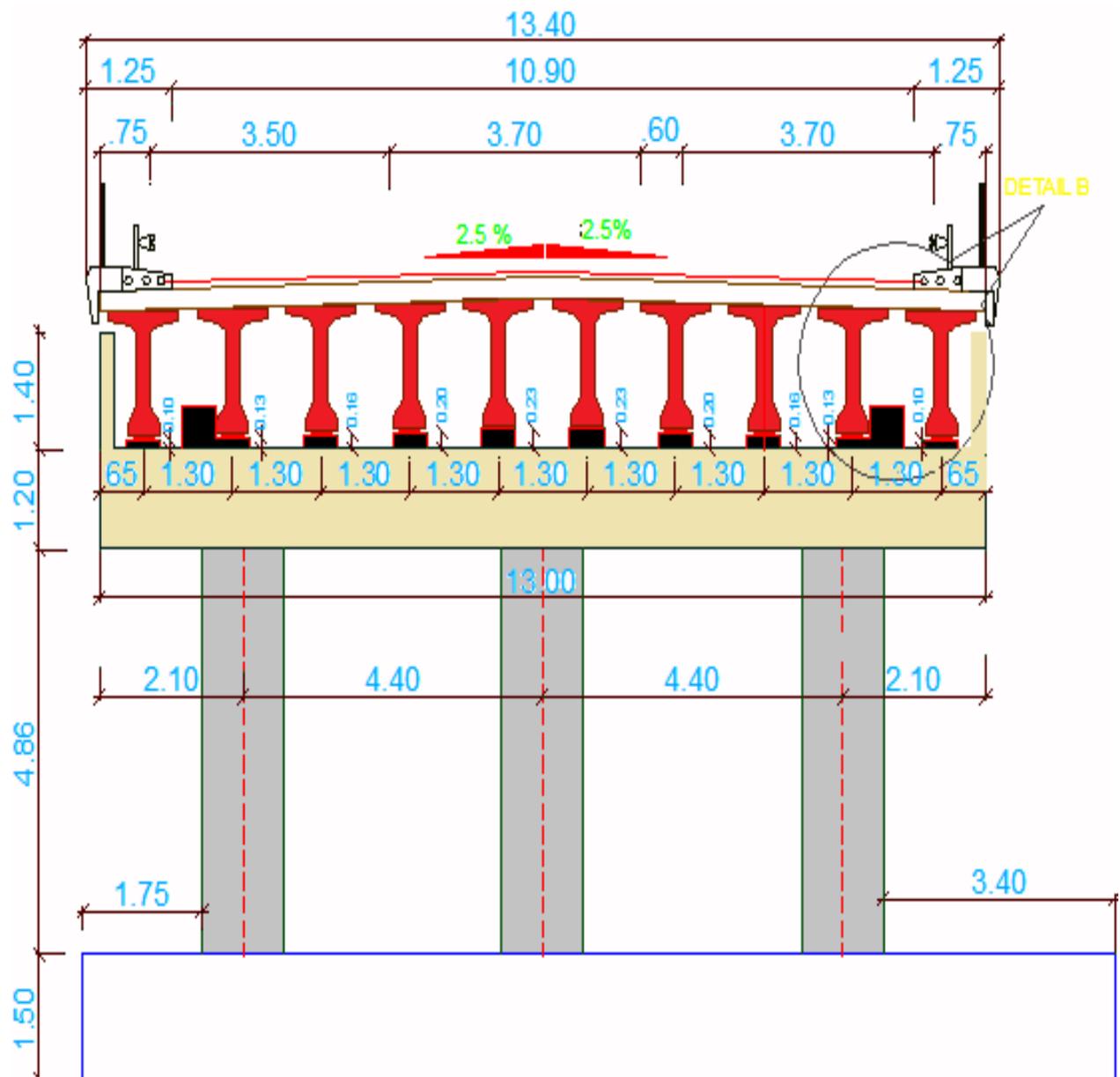


Figure 4.19: Coupe transversal sur la pile.

4.2.2. Étude et Ferrailage des éléments de la pile

4.2.2.1. Étude et ferrailage du chevêtre

La répartition des charges sur le chevêtre

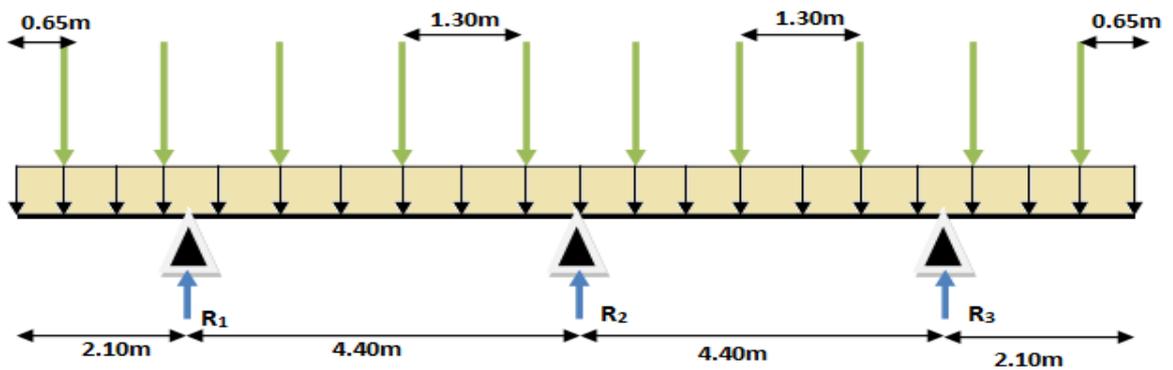


Figure 4.20: La répartition des charges sur le chevêtre

Le poids du chevêtre

Le poids du chevêtre est définie comme suit : $q = \gamma_b \times S$

γ_b : Poids volumique du béton.

S : La section du chevêtre.

$$q = \gamma_b \times S = 2.5 \times 2.52 = 6.3 \text{ t/ml.}$$

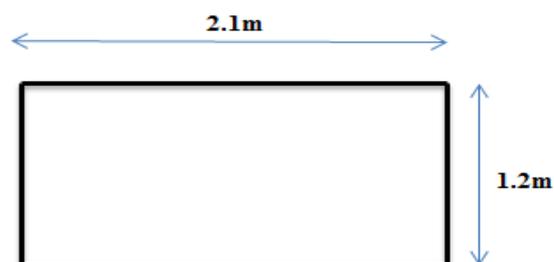


Figure 4.21 : Coupe sur le chevêtre

Les résultats des réactions et des efforts calculés par le SAP 2000

$$\checkmark \text{ ELU } \begin{cases} P = 1196.42 / 10 = 119.64 \text{ t} \\ Q = 6.3 \times 1.5 = 9.45 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- Réactions d'appuis

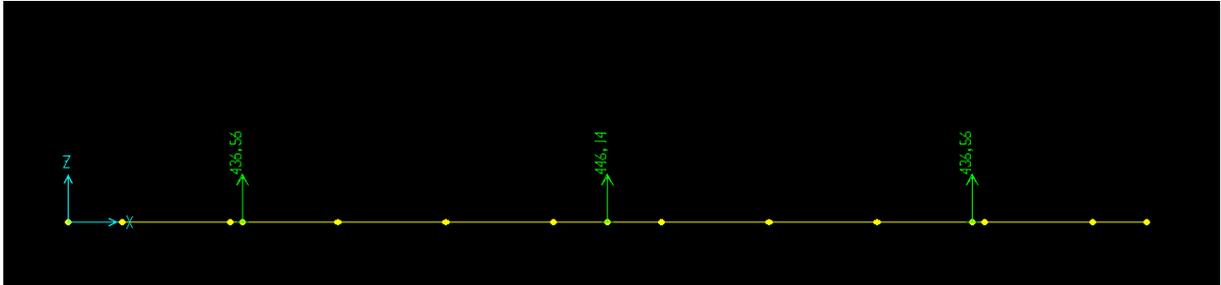


Figure 4.22 : Réaction d'appuis à l'ELU

$$R_1 = 436.56 \text{ t}$$

$$R_2 = 446.14 \text{ t}$$

$$R_3 = 436.56 \text{ t}$$

- Diagramme des efforts tranchants

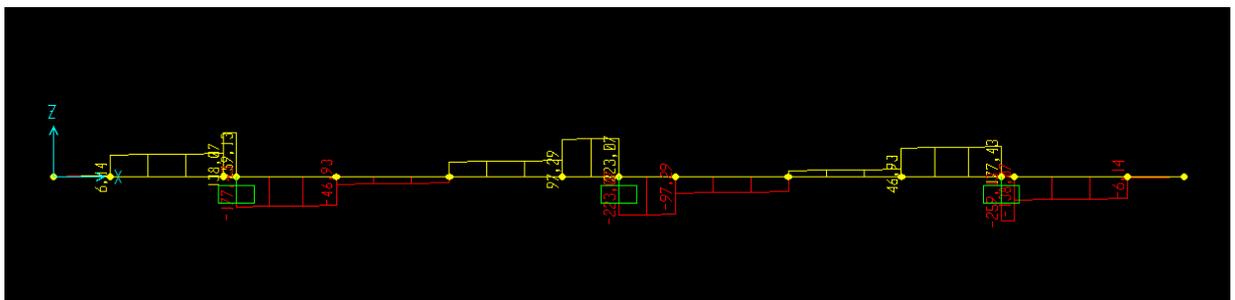


Figure 4.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- Diagramme des moments

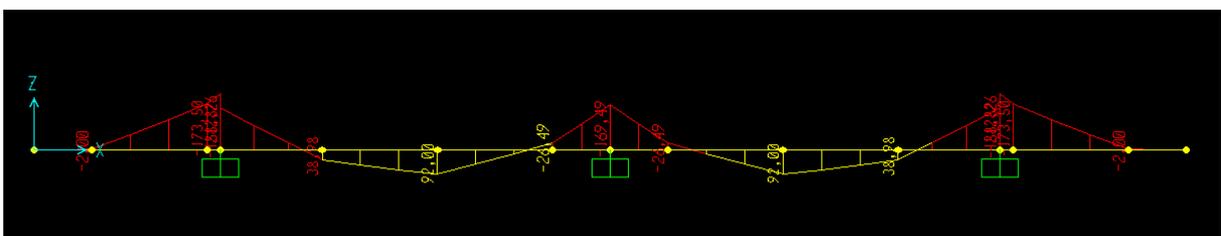


Figure 4.24 : Diagramme des moments à l'ELU

ELS $\begin{cases} P = 889.06 / 10 = 88.90 \text{ t} \\ Q = 6.3 \text{ t/ml} \end{cases}$

- Réactions d'appuis

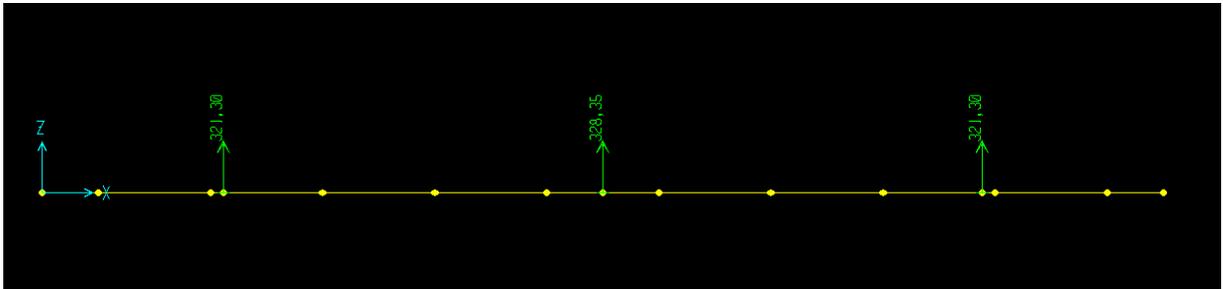


Figure 4.25 : Réaction d'appuis à l'ELS

$R_1 = 321.3 \text{ t}$
 $R_2 = 328.35 \text{ t}$
 $R_3 = 321.30 \text{ t}$

- Diagramme des efforts tranchants



Figure 4.26 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Diagramme des moments

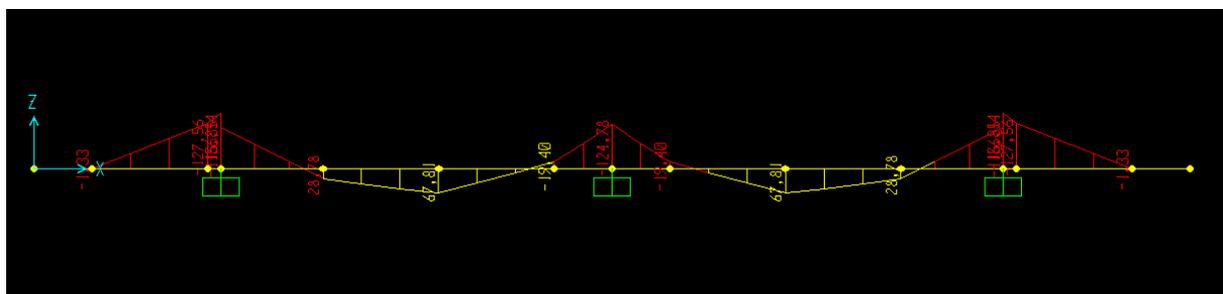


Figure 4.27 : Diagramme des moments à l'ELS

4.2.2.2. Ferrailage du chevetre

- **Armatures longitudinales inferieur**

✓ **ELU :**

$$M_u = 92 \text{ t.m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 1.15 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} , \mu_{bu} = 0.04$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 1.126 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

Tel que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Donc $A = 23.47 \text{ cm}^2$ soit **8HA20 = 25.12 cm²** avec un espacement de 12.5 cm

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A = 25.12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 15.87 \text{ cm}^2 \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 67.81 \text{ t.m}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0 \quad \text{Avec } n = 15, A = 25.12 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$X = 0.33 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + n A_s (d - X)^2 = 0.062 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \cdot X}{I_1} = 3.57 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{\text{ser}} (d - X)}{I_1} = 134.52 \text{ MPa} < 215.55 \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

- **Armatures transversales :**

D'après les documents (SETRA), on disposera des armatures HA10 avec un espacement de 15cm

- **Armatures longitudinales supérieures**

✓ **ELU**

$$M_u = 173.5 \text{ t m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 1.15 \text{ m}$$

Donc $A = 47.10 \text{ cm}^2$ soit **10 HA 25 = 49.10 cm²** avec en espacement de 10 cm

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A = 47.10 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 15.87 \text{ cm}^2 \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ser} = 127.56 \text{ t.m}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0 \quad \text{Avec } n=15, A_s=31.42 \text{ cm}^2, A'_s=0.$$

$$X = 0.47 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + n A_s (d - X)^2 = 0.066 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 9.02 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser} (d - X)}{I_1} = 197.13 \text{ MPa} < 215.55 \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

- **Armatures transversales :**

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15cm.

Le schéma du ferrailage est représenté dans la figure ci-dessous :

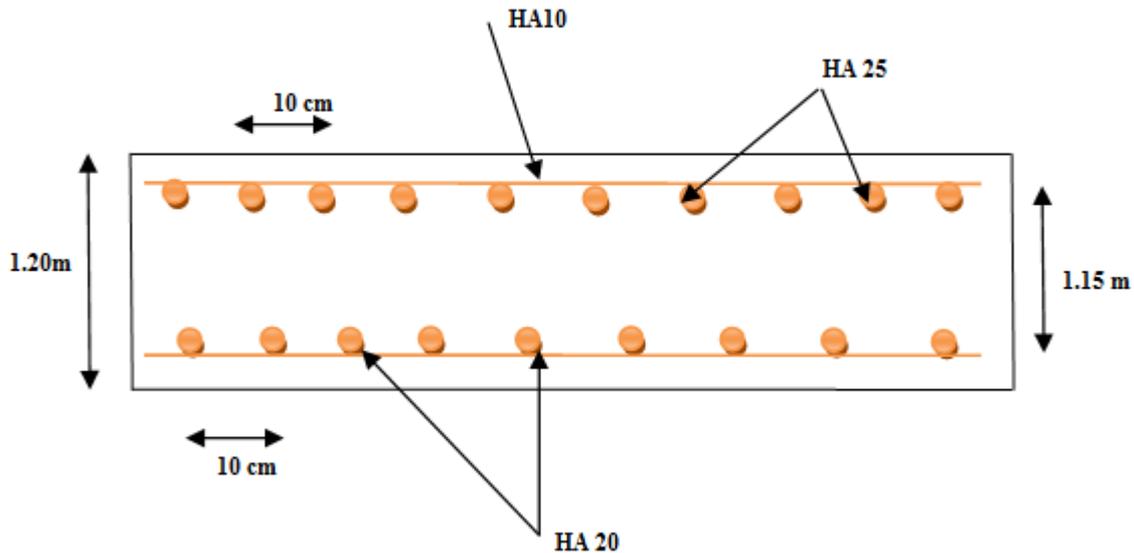


Figure 4.28: Ferrailage du chevêtre

4.2.2.3. Etude et Ferrailage du fut

Le fut sera considéré comme une console encastrée dans la semelle.

- **Vérification de flambement du fût**

$$L_c = 0.5 \times 4.86 = 2.43 \text{ m}$$

$$\lambda = L_c / i, \text{ telle que : } i = D / 4 = 1.2 / 4 = 0.30$$

$$\lambda = 2.43 / 0.30 = 8.10 < 50. \text{ Donc : pas de risque de flambement}$$

- **Evaluation des efforts internes dans le fût**

- ✓ **Poids propre de fût:**

Le fut est de forme circulaire

$$R = 0.6 \text{ m (rayon)}$$

$$H = 4.86 \text{ m}$$

$$P_F = S \times H \times \gamma_b.$$

$$P_F = \pi R^2 \times 4.86 \times 2.5$$

$$P_F = 13.74 \text{ t}$$

On calcule les efforts à la base par la méthode des tronçons, on trouve :

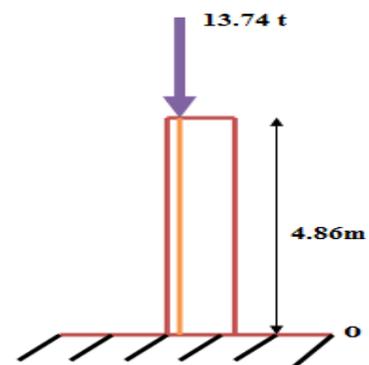


Figure 4.29: Le fut sous son poids propre

$$N_{PF}=13.74 \text{ t.}$$

$$M_{PF}=0 \text{ t.m}$$

✓ **la charge verticale R**

La réaction d'appui sur le fut le plus sollicité est :

$$R= 446.14 \text{ t}$$

On calcule les efforts à la base par la méthode des tronçons, on trouve :

$$N_R = 446.14 \text{ t}$$

$$M_R = 0 \text{ t.m}$$

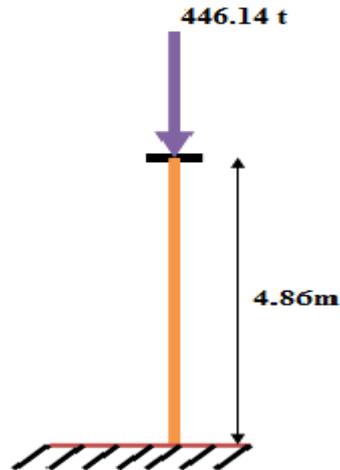


Figure 4.30 : Le fut sous la charge du tablier

✓ **La charge du vent :**

$W=0.125 \text{ t/m}^2$ (projet on cour de réalisation).

La charge du vent est répartie sur toute la hauteur du fut donc

$$W=0.125 \times 7.28=0.91 \text{ t/m.}$$

Calcul des efforts a la base

$$N_W=0 \text{ t.} \quad ,M_W = W \times \frac{h^2}{2}$$

$$x= 0 \text{ m} \quad M_W = 0 \text{ t.m}$$

$$x= 7.28\text{m} \quad M_W = 5.29 \text{ t.m}$$

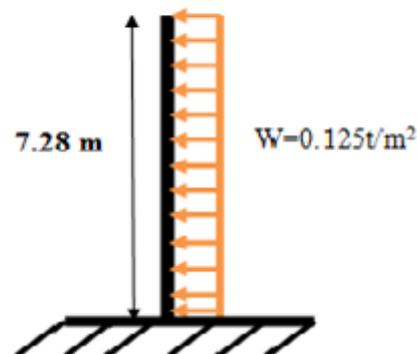


Figure 4.31 : Le fut sous la charge du vent

✓ **la force de freinage :**

Effort de freinage revenant à la pile = 30 t (Un camions B_C supposé freiner sur la pile)
Soit par fût.

$$F_f = 30/3 = 10 \text{ t/fût}$$

Calcul des efforts a la base

$$N_{Ff} = 0 \text{ t}$$

$$M_{Ff}(x) = 10 x$$

$$x=0\text{m} \quad M_{Ff} = 0 \text{ t.m}$$

$$x= 7.28 \text{ m} \quad M_{Ff} = 72.80 \text{ t.m}$$

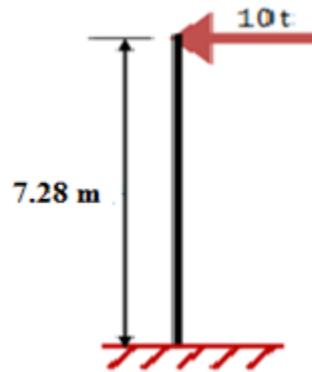


Figure 4.32 : Le fut sous la force de freinage

✓ **Effet du séisme :**

Accélération horizontal (d'après le RPA):

$$\varepsilon_H = 0.1$$

$$\varepsilon_H = 0.07$$

$G = P_p$ sur le fut le plus sollicité + P_p du fut

$$G = 446.14 + 13.74t = 459.88 \text{ t}$$

Effort dû au séisme : $E_x = 0.1 G = 45.988 \text{ t} \rightarrow M_{Ex} = 45.988 \times 7.28 = 334.79 \text{ t.m}$

$$E_y = 0.07 G = 32.19 \text{ t} \rightarrow M_{Ey} = 32.19 \times 7.28 = 234.25 \text{ t.m}$$

✓ **Les combinaisons de charges**

- Détermination des efforts normaux

✓ **ELU :** $1.35 \times (P_f) + R$

✓ **ELS :** $P_f + R$

✓ **ELA₁ :** $P_f + R + E_x \dots (1)$

✓ **ELA₂ :** $P_f + R + E_y \dots (2)$

- Détermination des moments

✓ $M_u = 1.5 (M_{Ff} + M_w)$

✓ $M_s = M_{Ff} + M_w$

✓ $M_{ELA1} = M_{Ff} + M_w + M_{Ex} \dots (1)$

✓ $M_{ELA2} = M_{Ff} + M_w + M_{Ey} \dots (2)$

Les résultats des combinaisons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9: Les sollicitations après les combinaisons.

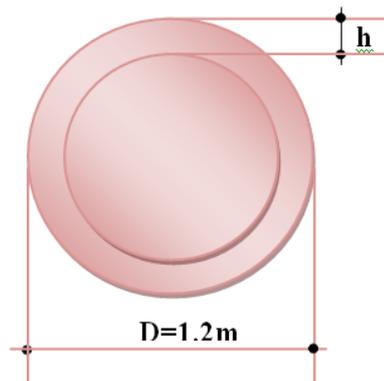
	ELU	ELS	ELA	
			1	2
N (t)	464.68	459.88	505.86	492.86
M (t.m)	117.135	78.09	412.88	312.34

Ferraillage du fût:

Le fut est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera ferrailé en flexion composée

$$N_{\max} = 505.86 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 412.88 \text{ t.m}$$

**Figure 4.33 :** Vue en plan sur le fut

Selon l'abaque de Walther (voir annexe)

$$\frac{d}{2r} = 0.05 \Rightarrow d = 0.06 \text{ m}$$

d : L'enrobage

r : Rayon du fut

$$K_e = \frac{N \times r}{M} = \frac{505.86 \times 0.6}{412.88} = 0.73$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \times \sigma_a} = \frac{412.88 \times 10^{-2}}{(0.6)^3 \times 400} = 0.047$$

D'après l'abaque 01 (annexe) $\Rightarrow \omega \% = 0.85$

$$A = \frac{\omega \pi r^2}{100}$$

$$A = 96.13 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend **20HA25= 98.20cm²**, avec un espacement de 18 cm.

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_S = 0.23 \times \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0.23 \times \frac{3.14 \cdot 1.2^2}{4} \times \frac{2.4}{400} = 15.60 \text{ cm}^2$$

$$A=98.20 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}= 15.60 \text{ cm}^2 \quad (\text{La condition est Vérifiée})$$

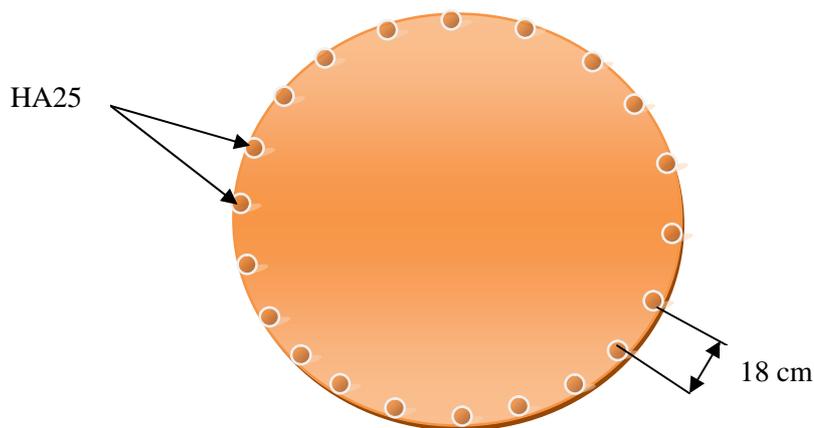


Figure 4.34 : Ferrailage du fût

4.2.2.4. Ferrailage de la semelle

La solution consiste à faire repartir les charges en introduisant une poutre de rigidité entre les poteaux et la semelle inférieure cette poutre va reprendre les différents moments engendrés par les différents N_i

On a une semelle de longueur $L=13$, de largeur $B=9.6\text{m}$ et d'une hauteur $h=1.5\text{m}$

$$M_{\max} = 412.88 \times 3 = 909.03 \text{ t.m} \quad , \quad N_{\max} = (p_f \times 3 + N_{\max}) = 547.08 \text{ t}$$

- **Ferraillage selon B**

La fondation agit comme une semelle rectangulaire sous poteau de surface (B×L)

- **Vérification de la rigidité :**

La hauteur doit être telle que $\frac{b'-b}{2} \leq h \leq b' - b$

Telle que :

b' : entre axes des pieux : $b' \geq 2,5\Phi$ à 3Φ (Φ diamètre d'un pieu) (la semelle doit déborder largement du nu extérieur des pieux).

Donc : $\frac{3,6-1,2}{2} \leq h \leq 3,6 - 1,2 \rightarrow 1,2 \leq h \leq 2,4$ (condition vérifiée)

- **Dimension de la semelle**

B=9.6 m, L=13.30 m, b= D=1.20m, h=1.5 m, d'=1.45m, Q=339.85 t, M= 909.03 t.m

Calcul des contraintes.

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{Q}{B.L} - \frac{6M}{L.B^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{min} = - 1.77 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{Q}{B.L} + \frac{6M}{L.B^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} = 10.34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{B}{4}\right) = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max}) / 4 \quad \rightarrow \quad \sigma\left(\frac{B}{4}\right) = 7.32 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma\left(\frac{B}{4}\right) B.L \Rightarrow Q = 934.38 \text{ t.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{N(B-b)}{8.d.\sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{622.44 \times 10^{-2} (9.6 - 1.2)}{8 \times 1.45 \times 348} = 194.41 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 40\text{HA}25 = 196.39 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 24 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min} = b \times d \times 0.23 \times f_{tj} / f_e$$

$$A = 196.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 30.01 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

D'après le B.A.E.L on opte 40HA25 cm², avec un espacement de 24 cm

- **Nappe supérieure**

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{196.39}{4} = 49.09 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 32\text{HA}14 = 49.258 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm.}$$

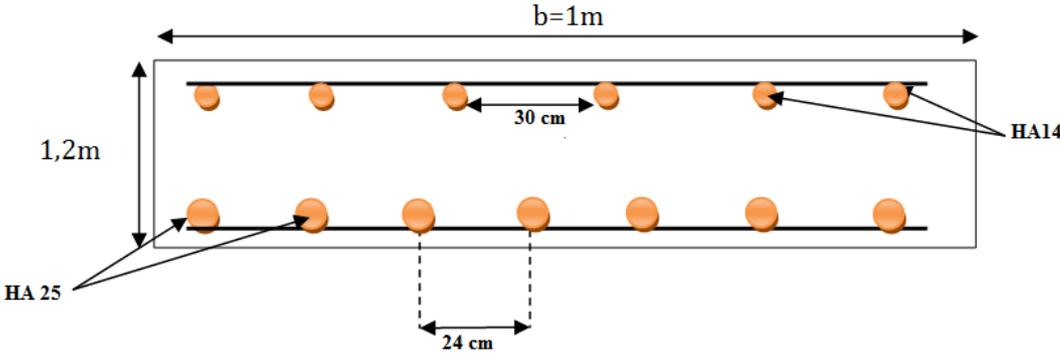


Figure 4.35: Ferrailage de la semelle

Chapitre 05 :

Etude des fondations

5.1. Introduction

La fondation est la partie de l'ouvrage reposant sur ou dans le sol, qui sert à transmettre à celui-ci les charges de l'ouvrage ayant une influence sur ce dernier ou subissant son influence directe ou indirecte, dont les contraintes induites par cet ouvrage sont encore suffisantes pour être à l'origine de déformations sensibles. Le comportement du sol de fondation est en particulier lié aux dimensions de l'ouvrage, à sa charge, à sa stabilité et aux déformations induites.

La fondation doit être convenablement située compte tenu des facteurs susceptibles de modifier ses qualités incluant le sol sous-jacent, qui doit être stable et à l'abri des ruptures. Egalement celle-ci ne doit pas se déformer au point de créer des désordres dans l'édifice ou de gêner l'exploitation.

L'étude des fondations a pour but d'arriver au choix du type de fondation adaptable à la capacité portante du sol, et à l'importance de l'ouvrage à réaliser.

Le dimensionnement d'une fondation repose sur deux critères principaux :

- ✓ Les contraintes transmises au sol de fondation doivent être en deçà de l'état limite ultime qui correspond à la rupture du matériau du sol ou à celle du matériau de la fondation.
- ✓ Les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent pas causer aucun préjudice au bon fonctionnement de l'ouvrage, c'est-à-dire que les déplacements de la fondation doivent être en dessous de la limite de service de la structure de l'ouvrage.

Ainsi, il existe des méthodes réalistes qui peuvent estimer la pression verticale maximale (ou pression admissible) dans le sol ainsi que le tassement des fondations tout en tenant compte du fait que la structure, la fondation et le sol forment un tout indissociable gouverné par les lois d'interaction sol-structure.

5.2. Les différents types de fondations

Le type de fondation dépend de B et H

B : la largeur de la fondation.

H : la profondeur de l'assise.

Si $H/B < 1,5$ la fondation est dite superficielle.

Si $1,5 < H/B < 5$ la fondation est dite semi-profonde.

Si $H/B > 5$ OU 6 la fondation est dite profonde.

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

Il faut respecter autant que possible l'homogénéité des fondations lors d'un projet de construction. Tous les éléments doivent être fondés sur le même système afin de limiter principalement les tassements. En revanche, on associe les systèmes par exemple on installe généralement un radier sur un groupe de pieux formant un bloc homogène (fondations spéciales).

5.2.1. Les fondations superficielles [7]

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface. On les utilise quand les couches géologiques sont capables de supporter la construction.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport au niveau de référence ($z=0$) est inférieure à 5 fois la largeur B du massif de fondation.

Les plus courantes sont les semelles isolées. Cependant si la distance entre deux semelles voisines est trop faible on peut les associer et aboutir dans le cas ultime à un radier général sous l'ouvrage.

Sous les murs porteurs cette semelle est continue, c'est une semelle filante. On peut trouver aussi ce type de fondations sous une file de poteaux très rapprochés. La longueur est très supérieure à la largeur et habituellement elles sont plus larges que l'organe à supporter. La plus simple, utilisable sous les édifices légers et sur des sols de bonnes qualités. Sur les mauvais sols on peut procéder aux radiers.

Un radier transmet les charges sur toute la surface d'assise, on l'utilise quand les conditions de réalisation imposent des semelles très rapprochées. Il peut être assimilé à une grande dalle couvrant tout le terrain, on trouve plusieurs types de radiers:

- ✓ **Radier générale:** Constitué par une dalle épaisse pouvant être en forme de voûte.
- ✓ **Radier croûte:** Épaisseur variable suivant la charge à supporter.
- ✓ **Radier cellulaire:** Quand sol pauvre et de grands moments de flexion à reprendre
- ✓ **Radier poutre:** On utilise des poutres qui seront reliées par une dalle.

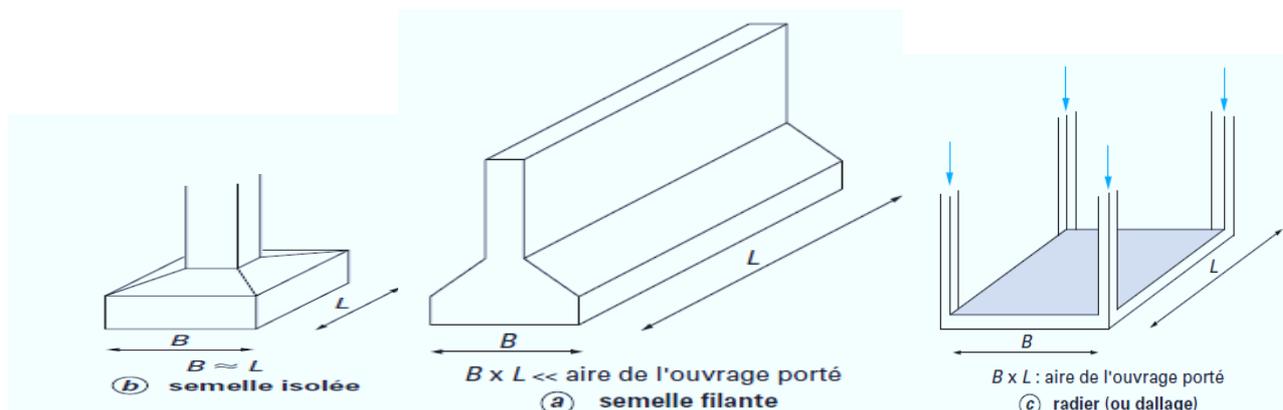


Figure 5.1: Les différents types de fondations superficielles

5.2.2. Les fondations semi-profondes

Ces fondations sont utilisées lorsque le sol est de mauvaise qualité sur une épaisseur inférieure à 8m ou dans le cas des sols gonflants (sols argileux).

Elles sont constituées par des colonnes rondes ou rectangulaires en gros béton, d'une profondeur variant de 2 à 12 m. Elles transmettent jusqu'au bon sol les charges apportées par une semelle de section réduite et s'oppose par leur poids aux variations de volume des terrains argileux.

La section des puits est calculée en fonction des possibilités du sol sous son assise, le frottement latéral n'est pas pris en compte si non pour compenser le poids propre du puits.

Les puits sont des fondations creusées à la main ou mécaniquement avec des bennes preneuses; c'est ce qui limite la profondeur des puits. Un puits peut être élargi à la base (dans le sol de cohésion suffisante) c'est une structure en patte d'éléphant. Contrairement aux fondations profondes les structures n'atteignent pas forcément la surface du sol. Les puits peuvent être prolongés jusqu'à la surface du sol par des semelles.

5.2.3. Les fondations profondes

Si le sol d'assise est situé à une profondeur telle qu'il ne peut pas être atteint par des moyens classiques, les charges sont reportées sur lui par l'intermédiaire des fondations profondes. Elles transmettent les efforts en profondeur, la résistance peut être fournie par deux critères :

- ✓ L'ancrage à la base de la fondation : c'est la résistance de pointe. La charge est transmise directement dans le bon sol (en général on traverse au moins 30cm du sol d'assise)
- ✓ La qualité des frottements le long des faces latérales de la fondation : les charges sont absorbées par le terrain qui entoure le fût des pieux. Le risque majeur avec ce critère est le frottement négatif, si le terrain tasse le pieu est entraîné par le sol et s'enfoncé.

Les pieux sont utilisés afin de prendre appui sur le bon sol situé en profondeur. Ils présentent une force portante élevée mais restent sensibles aux contraintes horizontales (cisaillement et flambement). Ils sont également utilisés dans le cas de bon sol à faible profondeur lorsque les charges sont très importantes et les tassements différentiels sont préjudiciables. Cette utilisation s'apparente à un traitement du terrain. On trouve différents types de fondations profondes :

- ✓ **Les barrettes:** Ce sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage. Une barrette est donc un pieu foré de section allongée ou composite (en h ou en croix par exemple).
- ✓ **Les puits:** Ce sont des fondations massives appelées aussi caisson réalisées dans forage, ils sont bétonnés pleine fouille et ne comportent souvent pas d'armatures.
- ✓ **Les pieux :** Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

5.2.4. Les fondations spéciales

- ✓ **Double radier avec une semelle amortissante** : les mouvements sont absorbés par les semelles amortissantes et les joints glissants permettent de désolidariser le double radier.
- ✓ **Fondations combinée** : Dans certains sols la mise en place de pieux en béton armé, superposé par une structure en radier commune, permet une légère compaction du sol et ainsi de réduire l'effet sismique de 25 à 30 %.
- ✓ **Fondations sur pieux d'après la méthode chilienne** : les bâtiments lourds sont installés sur des semelles amortissantes lesquelles reposent sur un cadre très rigide composé par des pieux en béton armé.

5.3. Nature des efforts

Généralement les fondations sont destinées à supporter deux types d'efforts :

1. **Ceux dus à la superstructure** : on distingue principalement :
 - Les forces verticales (charge et surcharge)
 - Les forces horizontales (efforts dus au vent, séisme,...)
 - Les moments de flexion ou de torsion (exemple : moment d'encastrement en pied de poteau).
2. **Ceux dus au sol de fondation** :
 - Les forces verticales ascendantes (sous pression,...etc.)
 - Les forces horizontales et obliques (poussées, frottement,...etc.)
 - Les forces hydrostatiques.

5.4. Les problèmes d'assise

Pour pouvoir construire un ouvrage sur un site donné, il faut que :

- ✓ La résistance du sol soit suffisante.
- ✓ La déformation de l'assise (les tassements) soit acceptable pour la construction.
- ✓ Les conditions hydrauliques (présence d'une nappe..) influencent l'ouvrage sur le voisinage et la permanence de la qualité de l'assise.

5.5. Capacité portante d'un sol

C'est la résistance aux poinçonnements et au tassement en fonction de la cohésion et des frictions internes. Il est indispensable de connaître la capacité portante d'un sol afin d'établir le système de fondation d'un ouvrage. Sa mesure s'acquiert généralement par des essais de sol.

5.6. Calcul des fondations superficielles [8]

5.6.1. Calcul de la contrainte admissible à partir des essais de laboratoire

On mesure au laboratoire la cohésion C et l'angle du frottement φ et le poids volumique γ du sol.

➤ Cas de base (Terzaghi 1951)

Ce cas correspond à un poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle fugueuse infiniment longue (semelle filante) sous une charge verticale et centrée.

q_u : La contrainte de rupture est donnée par la formule suivante :

$$q_u = \left(\frac{1}{2} \times S_\gamma \cdot \gamma_1 \times B \cdot N_\gamma \right) + (S_q \cdot q \cdot N_q) + (S_c \cdot C \cdot N_c)$$

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

γ_2 : Poids volumique de sol latéralement à la fondation.

C : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

N_γ, N_q, N_c : Coefficients de portance en fonction de l'angle de frottement.

S_γ, S_q, S_c : Coefficients dépendant de la forme des fondations.

$S_\gamma = S_q = S_c = 1$ pour une semelle filante.

B : Largeur de la fondation.

D : Encastrage de la fondation.

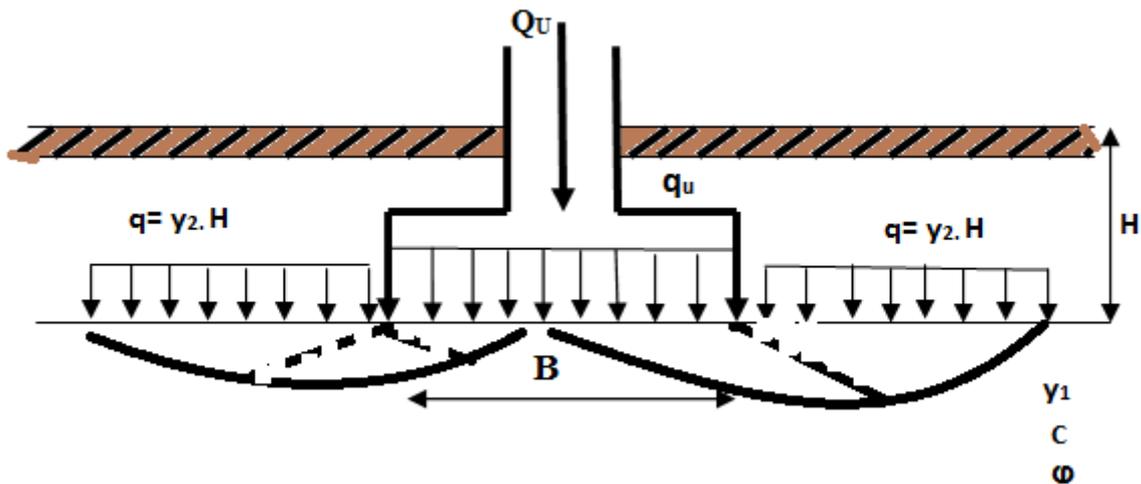


Figure 5.2: Les paramètres de calcul des Fondations superficielles.

Remarque : la semelle de notre fondation est rectangulaire ($B = 5\text{m}$ et $L = 10\text{m}$) on doit introduire des coefficients correcteurs de forme : S_γ, S_q et S_c .

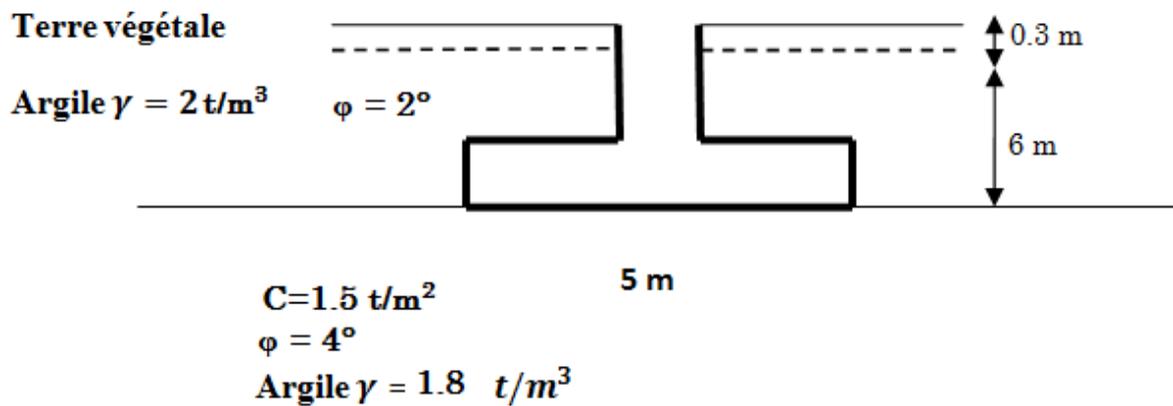


Figure 5.3 : Les caractéristiques de différentes couches de sol

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes :

$$S_c = 1 + \frac{0.2 B}{L}$$

$$S_\gamma = 1 - \frac{0.2 B}{L}$$

$$S_q = 1$$

✓ Détermination des facteurs de portance N_γ, N_q et N_c

$$N_\gamma = 0.04 \quad \text{pour } \phi = 2^\circ$$

$$N_c = 5.684 \quad \text{pour } \phi = 2^\circ$$

$$N_q = 1.24 \quad \text{pour } \phi = 2^\circ$$

✓ Détermination des coefficients correcteurs de forme S_γ, S_q et S_c :

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes :

$$S_c = 1 + \frac{0.2 B}{L} = 1.1$$

$$S_\gamma = 1 - \frac{0.2 B}{L} = 0.5$$

$$S_q = 1$$

✓ Calcul du terme de surcharge $q \cdot S_q \cdot N_q$:

$$q \cdot S_q \cdot N_q = (\gamma_{arg} \times h_{arg} \times S_q \times N_q)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{argile } \varphi = 2^\circ \\ \rightarrow N_q = 1.24, S_q = 1, h = 6m. \end{array} \right.$$

$$q \cdot S_q \cdot N_q = (0.80 \times 6 \times 1 \times 1.24) \quad \rightarrow \quad q \cdot S_q \cdot N_q = 5.95 \text{ t/m}^2$$

✓ Calcul du terme de la cohésion $C \cdot N_c \cdot S_c$

$$C \cdot N_c \cdot S_c = (1.5 \times 5.684 \times 1.1) \quad \rightarrow \quad C \cdot N_c \cdot S_c = 9.37 \text{ t/m}^2$$

✓ Calcul du terme de la surface $\frac{1}{2} \times S_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma$

$$\frac{1}{2} \times \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = \frac{1}{2} \times 0.8 \times 5 \times 0.04 \times 0.5 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{2} \times S_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma = 0.04 \text{ t/m}^2$$

$$\text{D'où : } q_u = 15.36 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow \quad q_u = 1.54 \text{ bar}$$

✓ Calcul de la contrainte admissible du sol :

$$q_{adm} = \frac{1}{2}(q_u - q) + q$$

$$q = \sum \gamma_i \cdot h_i = (0.8 \times 6) = 4.80 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0.48 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \frac{1}{2}(15.36 - 4.80) + 4.80 = 10.08 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 1 \text{ bar}$$

5.6.2. Calcul de la contrainte admissible à partir des essais pressiométrique

Selon le fascicule 62 titre 5 (règles techniques de conception et de calcul des fondations ouvrages de génie civil), le calcul de la contrainte admissible à partir des essais pressiométrique est estimé à partir de la formule suivante :

$$Q_{adm} = q'_0 + \frac{Q_u - q'_0}{3}$$

Tel que : $Q_u = q_0 + (k_p \times Pl_e^*)$

Avec :

k_p : Facteur de portance fonction de l'encastrement, des dimensions de la fondation et de la nature du sol.

Tableau 5.1: Les valeurs de K_p

Type de sol	Expression de k_p
Argile A	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argile et limon B	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argile C	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable A	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable et grave B	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable et grave C	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.8 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marne calcaire, roche altérée	$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

D_e : Encastrement équivalent = $\frac{1}{Pl_e^*} \int_0^D Pl^*(z) dz$

Avec :

d : égale à 0 sauf s'il existe des couches très mauvaises caractéristiques en surface.

$Pl^*(z)$: Pression limite nette à la profondeur (z).

Pl_e^* : Pression limite nette équivalente du sol

$$Pl_e^* = \sqrt[n]{Pl_1^* \times Pl_2^* \times \dots \times Pl_n^*}$$

$Pl_1^* + Pl_2^* + \dots + Pl_n^*$: étant les pressions limites nettes dans les couches.

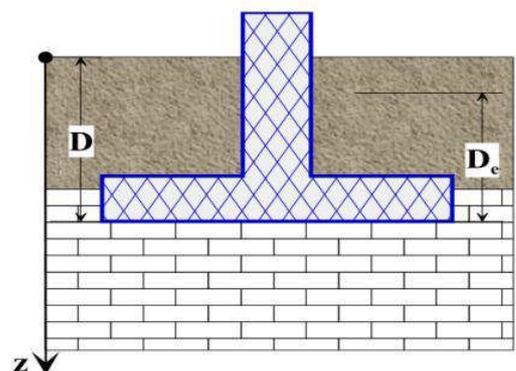


Figure 5.4 : L'encastrement équivalent

$Pl^* = P_l - \sigma_H$
 $\sigma_H = k_0 \times \sigma_v$: Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.
 $\sigma_v = \gamma \times D_e$: Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.
 $\gamma' = \gamma_H - \gamma_W$: Poids volumique déjaugé.
 K_0 : Coefficient de poussé des terres au repos qui égale à 0.5.
 $q_0 = \gamma \times D$: Contrainte verticale due au poids des terres au niveau de la fondation.

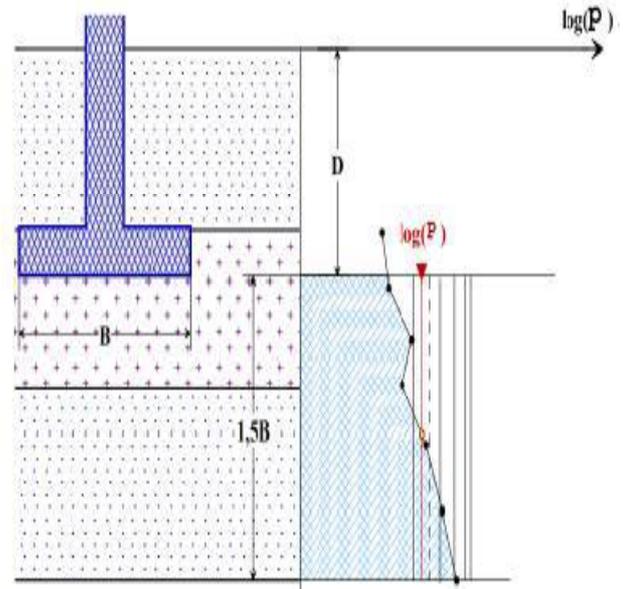


Figure 5.5: La Pression limite équivalente.

1. Sondage pressiométrique N° 6:

Les caractéristiques du sol sont déterminées à partir du sondage carotté N°09 (voir la figure suivante)

La zone d'influence sous la fondation : $D = 6 \text{ m} \rightarrow (D + 1.5 B) = 13.5 \text{ m}$

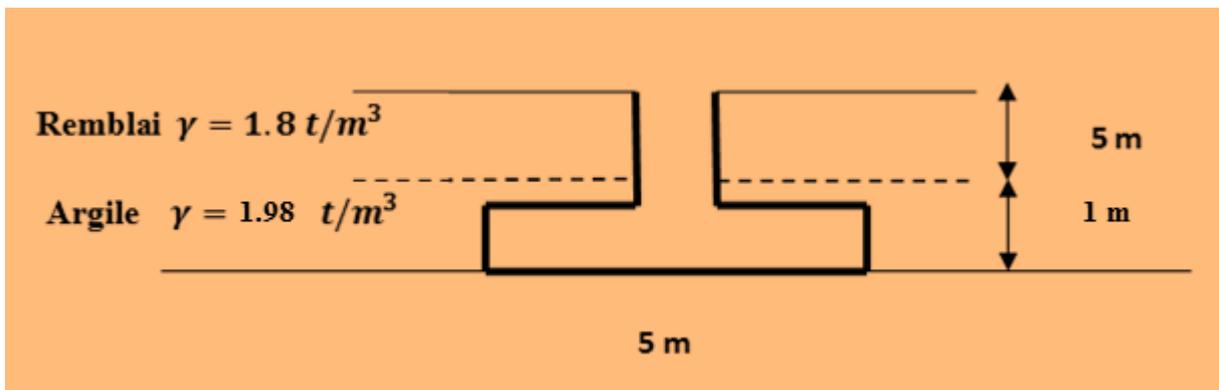


Figure 5.6 : Les caractéristiques du sol sont déterminées à partir du sondage carotté N°09

Les valeurs des pressions limites nettes sont dans le tableau suivant :

Tableau 5.2: Les valeurs des pressions limites nettes du sondage N°6

<i>Lithologie</i>	<i>Profondeur</i>	γ	K_0	P_0	$P_l(\text{bars})$	$Pl^* (\text{bars})$
<i>Remblais</i>	2	1.8	0.5	0.18	3.48	3.32
	4	1.8	0.5	0.36	5.4	5.04
<i>Argile beige</i>	6	1.98	0.7	0.83	4.45	3.62
	8	1.98	0.7	1.10	2.77	1.66
<i>Argile limoneuse aspect vaseuse</i>	10	0.73	1	0.73	2.38	1.65
	12	0.73	1	0.88	5.62	4.74
	14	0.73	1	1.02	3.38	2.35

Dans notre cas la fondation est sur des couches non homogènes :

$$Pl_e^* = \sqrt[n]{Pl_1^* \times Pl_2^* \times \dots \times Pl_n^*} = \sqrt[5]{3.62 \times 1.66 \times 1.65 \times 4.74 \times 2.35}$$

$$Pl_e^* = 2.56 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int_0^D Pl^*(z) dz = 6.05 \text{ m}$$

On a une argile de classe A :

$$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] = 0.8 \times \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{5}{10} \right) \frac{6.05}{5} \right]$$

$$K_p = 1.14$$

$$Q_u = q_0 + (k_p \times Pl_e^*) = 0.99 + (1.14 \times 2.56) \rightarrow Q_u = 3.91 \text{ bars}$$

D'où la capacité portante du sol est :

$$Q_{adm} = Q_{adm} = q_0 + \frac{Q_u - q_0}{3} = 1.96 \text{ bars}$$

2. Sondage pressiométrique N°08:

Les caractéristiques du sol sont déterminées à partir du sondage carotté N°07 (voir la figure suivante)

La zone d'influence sous la fondation : $D = 3 \text{ m} \rightarrow (D + 1.5 B) = 10.5 \text{ m}$

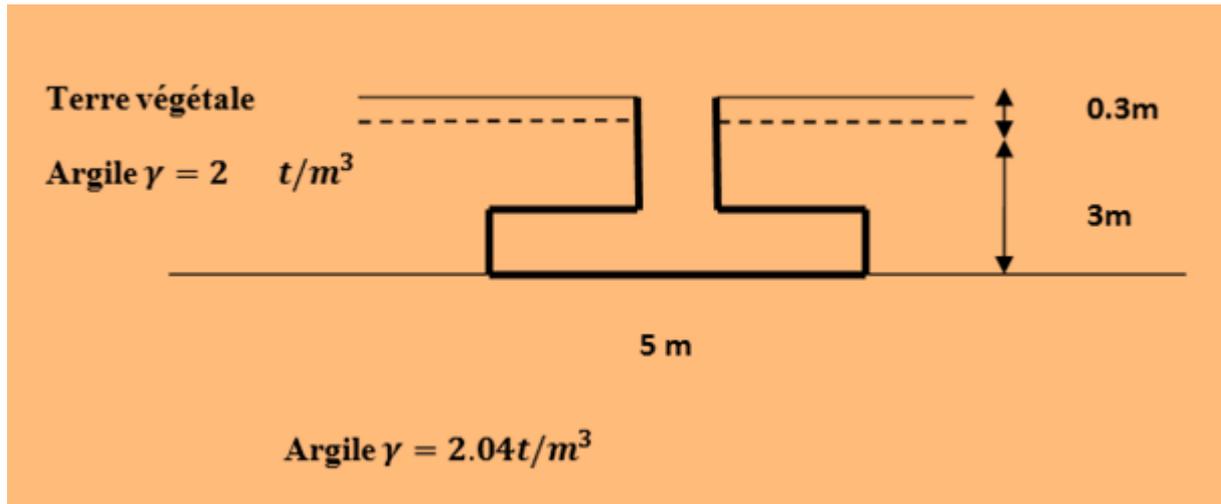


Figure 5.7 : Les caractéristiques du sol déterminées à partir du sondage carotté N°07

Les valeurs des pressions limites nettes sont dans le tableau suivant :

Tableau 5.3: Les valeurs des pressions limites nettes du sondage N°8

Lithologie	Profondeur	γ	K_0	P_0	$P_l(\text{bars})$	$Pl^*(\text{bars})$
Argile beige	2	2	0.7	0.28	3.88	3.6
	4	2	0.7	0.56	5.89	5.33
Argile limoneuse aspect vaseuse	6	2	0.7	0.84	4.69	3.85
	8	0.7	1	0.56	3.92	3.36
	10	0.7	1	0.70	1.38	0.68

Dans notre cas la fondation est sur des couches non homogènes :

$$Pl_e^* = \sqrt[n]{Pl_1^* \times Pl_2^* \times \dots \times Pl_n^*} = \sqrt[4]{5.33 \times 3.85 \times 3.36 \times 0.68}$$

$$Pl_e^* = 2.62 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int_0^D Pl^*(z) dz = 6.82 \text{ m}$$

On a une argile de classe A :

$$K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] = 0.8 \times \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{5}{10} \right) \frac{6.82}{5} \right]$$

$$K_p = 0.97$$

$$Q_u = q_0 + (k_p \times Pl_e^*) = 0.3 + (0.97 \times 2.62) \rightarrow Q_u = 2.84 \text{ bars}$$

D'où la capacité portante du sol est :

$$Q_{adm} = Q_{adm} = q_0 + \frac{Q_u - q_0}{3} = 1.61$$

La contrainte admissible la plus défavorable est celle du sondage PR N°8

D'où la contrainte admissible calculée à partir de l'essai pressiométrique est : $Q_{adm} = 1.61 \text{ bars}$

Donc la contrainte admissible du sol est : $\begin{cases} Q_{adm} = \min(1.61; 1.96) \\ Q_{adm} = 1.61 \text{ bars} \end{cases}$

5.6.3. Vérification des contraintes

Pour la culée

La contrainte appliquée à la fondation est donnée par : $q = \frac{Q}{(B-2e)L}$

Tel que :

$$Q = R_{max} + 1.35 (\text{poids propre de la semelle}) \dots\dots\dots (\text{Voir le chapitre 04}).$$

$$= 490.46 + (1.35 \times 478.8) \rightarrow Q = 1136.84 \text{ t}$$

$$M_{max} = 1845.06 \text{ t.m} \dots\dots\dots (\text{Voir le chapitre 04}).$$

$$e = \frac{M}{Q} = 1.62 \text{ m}$$

$$q = \frac{1136.84}{[5 - (2 \times 1.62)]10} = 64.59 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 6.459 \text{ bars}$$

$$q = 6.459 \text{ bars} > Q_{adm} = 1.61 \text{ bars} \rightarrow \text{les contraintes ne sont pas vérifiées.}$$

Pour la pile

La contrainte appliquée à la fondation est donnée par : $q = \frac{Q}{(B-2e)L}$

Tel que :

$$Q = R_{max} + 1.35 (\text{poids propre de la semelle}) \dots\dots\dots (\text{Voir le chapitre 04}).$$

$$= 750.23 + (1.35 \times 478.8) \rightarrow Q = 1396.61 \text{ t}$$

$$M_{max} = 511.36 \text{ t.m} \dots\dots\dots (\text{Voir le chapitre 04}).$$

$$e = \frac{M}{Q} = 0.36 \text{ m}$$

$$q = \frac{1136.84}{[5 - (2 \times 0.36)]10} = 32.63 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 3.263 \text{ bars}$$

$$q = 3.263 \text{ bars} > Q_{adm} = 1.61 \text{ bars} \quad \rightarrow \text{les contraintes ne sont pas vérifiées.}$$

Remarque :

On remarque que les contraintes appliquées à la fondation de la pile et la culée ne sont pas vérifiées donc les fondations superficielles ne conviennent pas ; C'est pour cela on opte pour les fondations profondes.

5.7. Calcul des fondations profondes [9]

Lorsqu'on ne peut trouver à faible profondeur une couche de sol suffisamment résistante pour fonder superficiellement un appui de pont, on recourt, dans la grande majorité des cas, à une fondation profonde sur pieux.

Les fondations profondes sont utilisées pour éviter les tassements différentiels importants des couches argileuses très compressibles proches de la surface.

D'une façon générale, les pieux subissent des sollicitations à la fois au niveau de leur tête et le long de leur fût en partie courante.

5.7.1 Définition et terminologie

Les fondations profondes sont des organes qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique, mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, stricto sensu, ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes

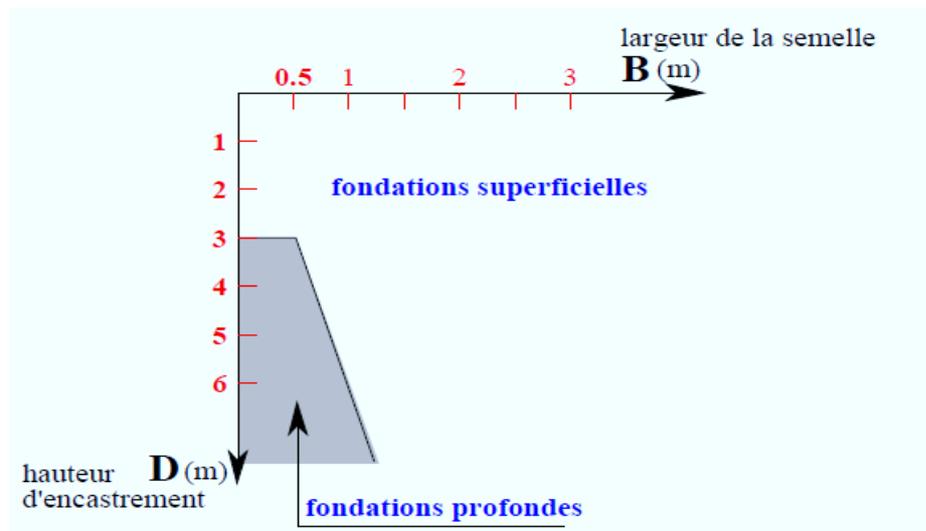


Figure 5.8: Les Fondation profondes

5.7.1.1. Les Différent types de fondation profondes

1. **Les barrettes** : Ce sont des parois moulées porteuse dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage.
2. **Les puits** : ce sont des fondations massives appelées aussi caisson réalisées dans un forage. Ils sont bétonnés pleine fouille et ne comportent souvent pas d'armatures

3. **Les pieux** : un pieu est une fondation élancé qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très fiables.

Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profonde car le substratum du sol du site est à 18 m de profondeur ceci nous mènera à choisir des pieux de 26.5 m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1.2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieu le plus couramment utilisé dans les ouvrages d'un diamètre minimal est de 0.8m.

5.7.2 Dimensionnement des pieux

D'après le DTR C.2.33.2. Le dimensionnement de ses pieux est donné comme suite

- Diamètre B : le diamètre des pieux qui est réserver pour les ouvrages de grandes importance est ; $B \geq 0.8 \text{ m}$

Le choix du diamètre peut être lie à l'importance des efforts horizontaux à reprendre et peut être également conditionnée par sa longueur (problème de flambement)

- La longueur D : celle -là varie en fonction de :
 - 1) D_e l'épaisseur des couches de sol résistantes devant être traversées par le pieu pour mobiliser

Un frottement latéral suffisant (dans le cas des pieux flottants notamment).

- 2) D_e la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévue dans le substratum, si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

Pour notre fondation soit profonde, il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$D / B > 6\text{m} \rightarrow D_{\min} = 18 \text{ m} > 3\text{m} \quad (\text{Vérfiée})$$

$$D > 3 \text{ m} \rightarrow B = 1.2.\text{m} \rightarrow D/B = 15 > 6 \quad (\text{Vérfiée})$$

Donc les deux conditions sont vérifiées, alors on dit que la fondation profonde.

Le tableau ci-dessous nous a permet de faire le choix du diamètre ainsi que la longueur du pieu.

Tableau 5.4. Le choix du diamètre ainsi que la longueur du pieu.

<i>Profondeur de la couche d'assise</i>	<i>Technique possible</i>
<i>Entre 5 et 8m</i>	Petits pieux battus préfabriqués
<i>Entre 10 et 15m</i>	-pieux battus ($D/30 < B < D/35$) -pieux forés (B de l'ordre $D/20$)
<i>Au de la de 15m</i>	Pieux forés (B voisin de $D/20$ et supérieur ou égal à 80cm)

Dans notre cas, la couche résistante (couche d'assise) est à une profondeur de 18 m minimum, le pieu doit être ancré dans cette couche. C'est pour cette raison qu'on a opté pour un pieu de plus de 18m de longueur et de diamètre 1.2 m.

5.7.2.1 Cas d'un pieu isolé sous charge axiales

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécanique suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à de valeurs très faibles.

Les trois parties d'un pieu sont la tête, la pointe et le fut compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

- **Principe de fonctionnement d'un pieu isolé**

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p), par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral Q_s).

L'effort de pointe est proportionnel à :

- Section de la base de pieu
- A la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- La surface de contact entre le pieu et le sol
- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

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

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

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

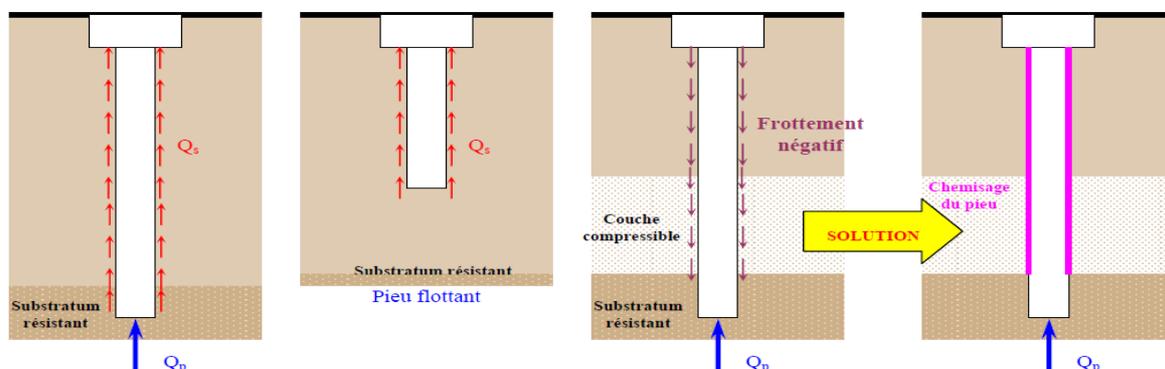


Figure 5.9 : Le Principe de fonctionnement d'un pieu isolé

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

- Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale .Le pieu travers différentes couches de sol qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécanique favorables .Cette couche d'ancrage ou substratum résistant .

La charge limite du pieu Q_l est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pl} qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{sl} mobilisable par le frottement latérale entre le sol et le pieu.

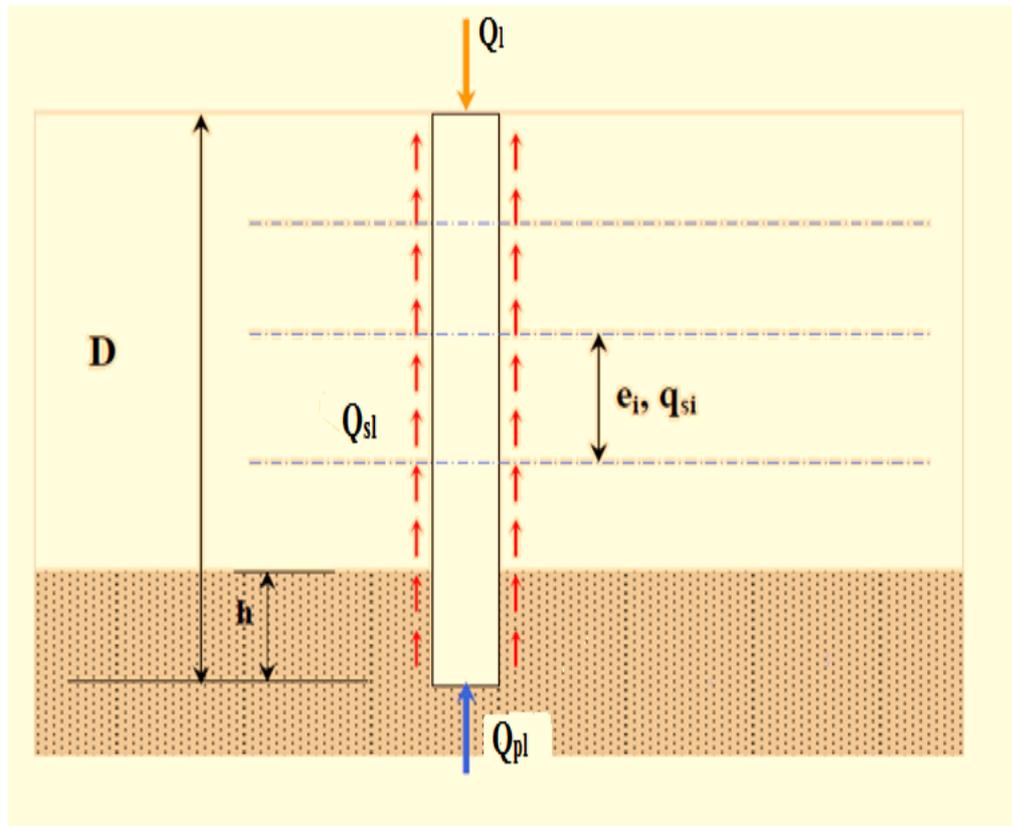


Figure 5.10: Les charges limites d'un pieu isolé.

La charge limite du pie $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$

Avec :

- La résistance en pointe $Q_{pl} = q_{pl} \times A_p$; avec A_p : surface droite de la pointe.
- La résistance par frottement latéral $Q_{sl} = q_{sl} \times A_s$; avec A_s : surface latérale du pieu.
- la charge de fluage

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{1.5} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = \frac{Q_l}{1.5} \quad \text{Pour les pieux refoulant le sol (pieux battus)}$$

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5} \quad \text{Pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés)}$$

$$Q_c = \frac{Q_{sl}}{1.5} ; Q_{pl} = 0 \quad \text{pour les pieux qui travaillent à l'arrachement.}$$

Le tableau suivant ne montre les charges nominales que peut supporter le pieu (DTR-BC 2 33 2)

Tableau 5.5: Charges nominales à prendre en compte sur le pieu

<i>Combinaisons type d'essai</i>	<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
	Combinaison fondamentales	Combinaison accidentelles	Combinaison rares	Combinaisons Quasi- permanentes
<i>Essai de sol sur place</i>	$\frac{Q_1}{1.40}$	$\frac{Q_1}{1.25}$	$\frac{Q_c}{1.1}$	$\frac{Q_c}{1.40}$
<i>Essai de sol au laboratoire</i>	$\frac{Q_1}{3.0}$	$\frac{Q_1}{2.5}$	$\frac{Q_c}{2.20}$	$\frac{Q_c}{3.0}$

➤ **Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe q_{pl} à partir de l'essai pressiométrique**

a- Détermination de Q_{pl} :

Les méthodes de détermination de la capacité portante des pieux est basée sur les résultats d'un essai de chargement statique ou sur les résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques.

Ces recommandations sont issues de plus de 200 essais de chargement statique de pieu en vraie grandeurs.

La contrainte de rupture est donnée par la formule suivante :

$$q_{pl} = K_p \times P_{1e}^*$$

Avec :

K_p : Facteur de portance (voir les tableaux ci-dessous)

P_{1e}^* : Pression limite équivalente

 Calcul de la charge limite nette P_{1e}^*



C'est une pression moyenne autour de la base du pieu, elle est donnée par l'expression suivante :

$$P_{1e}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_1^*(Z) \cdot dz \quad (\text{Pour une formation porteuse homogène})$$

Avec : $-a = B/2$ si $B > 1m$

$-a = 0.5 m$ si $B < 1m$

$-b = \min(a, h)$

$-h$: encrage dans la section

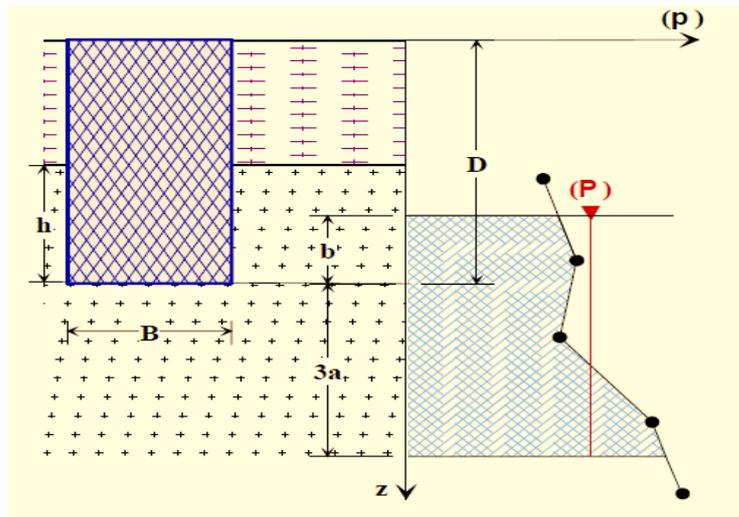


Figure 5.11: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente

✚ Détermination du facteur de portance K_p

La valeur du facteur de portance dépend de la nature du sol donnée par le tableau (,) et du mode de mise en œuvre du pieu(,).

Tableau 5.6 : Les valeurs du coefficient de portance K_p

<i>Nature des terrains</i>		<i>Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol</i>	<i>Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol</i>
<i>Argile - Limons</i>	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
<i>Sable -Graves</i>	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
<i>Craies</i>	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
<i>Marnes</i>		1,8	2,6
<i>Roches altérées⁽¹⁾</i>		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
<i>(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à la quelle matériaux concerne s'apparente le plus.</i>			

Tableau 5.7: La classification des sols

<i>Classe du sol</i>	<i>Description</i>		<i>Pressiomètre P_1(MPa)</i>
<i>Argiles, limons</i>	<i>A</i>	<i>Argiles et limons mous</i>	<0,7
	<i>B</i>	<i>Argiles et limons fermes</i>	1,2 à 2,0
	<i>C</i>	<i>Argiles très fermes à dures</i>	>2,5
<i>Sables, graves</i>	<i>A</i>	<i>Lâches</i>	<0,5
	<i>B</i>	<i>Moyennement compacts</i>	1,0 à 2,0
	<i>C</i>	<i>Compact</i>	>2,5
<i>craies</i>	<i>A</i>	<i>Molles</i>	<0,7
	<i>B</i>	<i>Altérées</i>	1,0 à 2,5
	<i>C</i>	<i>Compacte</i>	>3,0
<i>Marnes n marno-calcaires</i>	<i>A</i>	<i>Tendres</i>	1,5 à 4,0
	<i>B</i>	<i>Compacte</i>	>4,5
<i>Roches ⁽¹⁾</i>	<i>A</i>	<i>Altérées</i>	2,5 à 4,0
	<i>B</i>	<i>Fragmentées</i>	>4,5
<i>(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui les constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPA.</i>			

B - Détermination du frottement latéral unitaire q_{sl} à partir de l'essai pressiométrique

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$q_{sl} = P \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

La valeur du frottement latéral unitaire q_s est donnée par les courbes du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la pression limite nette Pl^* (z). La courbe à utiliser est en fonction de la nature du sol et de

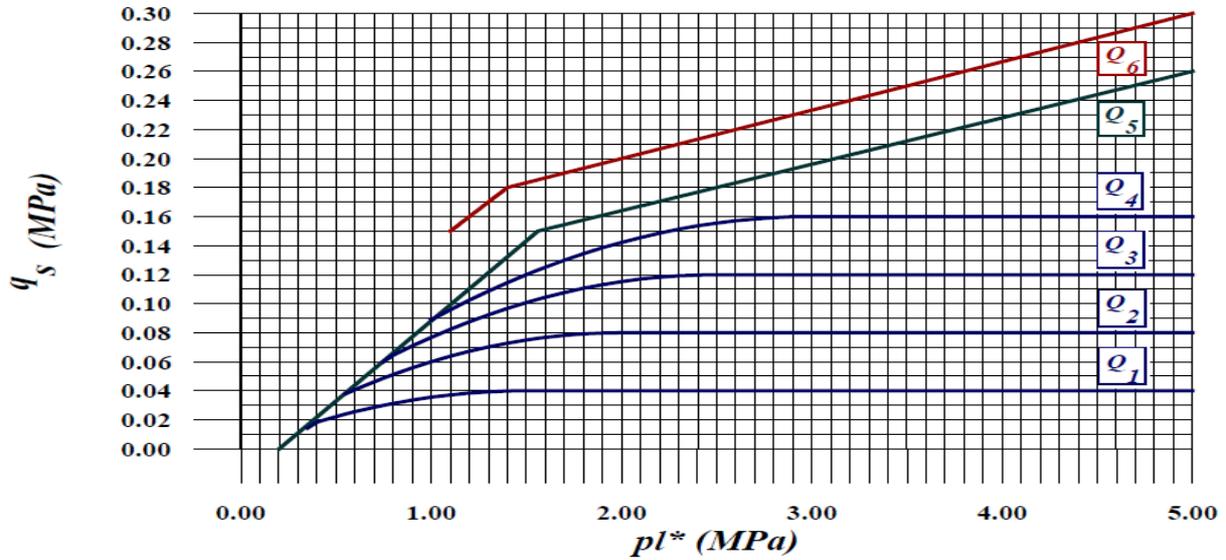


Figure 5.12: Les valeurs du frottement latéral unitaire

Tableau 5.8: La Détermination des abaques

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
<i>Fores simple</i>	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
<i>Foré boue</i>	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
<i>Foré tubé (tube récupéré)</i>	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
<i>Foré tubé (tube perdu)</i>	Q ₁			Q ₁	Q ₂		Q ₄			Q ₂	Q ₃
<i>Puits</i>	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
<i>Métal battu fermé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		Q ₄			Q ₃	Q ₄
<i>Battu préfabriqué en béton armé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₄			Q ₃	Q ₄
<i>Battu moulé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
<i>Battu enrobé</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₄					Q ₃	Q ₄
<i>Injecté basse pression</i>	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
<i>Injecté haute pression</i>		Q ₄	Q ₅	Q ₅	Q ₆			Q ₅	Q ₆	Q ₆	

- (1) : réalésage et rainurage en fin de forage.

- (2) : pieux de grandes longueur (>30m).
- (3) : forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) : dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux, il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) : Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuse).
- (6) : Injection sélective et répétitive à faible débit.

5.7.3. Application numérique

5.7.3.1. Calcul de la capacité portante d'un pieu

Sondage pressiométrique n°08

- Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$$

- Détermination de la résistance limite du sol sous la pointe du pieu Q_{pl}

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p$$

Avec : $q_{pl} = K_p \times P_{le}^*$

$$\begin{cases} R = \frac{B}{2} = 0.6 \text{ m} \\ A_p = \pi \times R^2 = \pi \times 0.6^2 \end{cases} \rightarrow A_p = 1.13 \text{ m}^2$$

Calcul de P_{le}^* :

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

Avec :

$$\begin{cases} b = \min(a, D) = \min(0.6, 0m) = 0 \text{ m} \\ a = \max\left(\frac{1.2}{2}; 0.5\text{m}\right) = 0.6\text{m} \\ D = \text{encrage dans la couche porteuse} \end{cases}$$

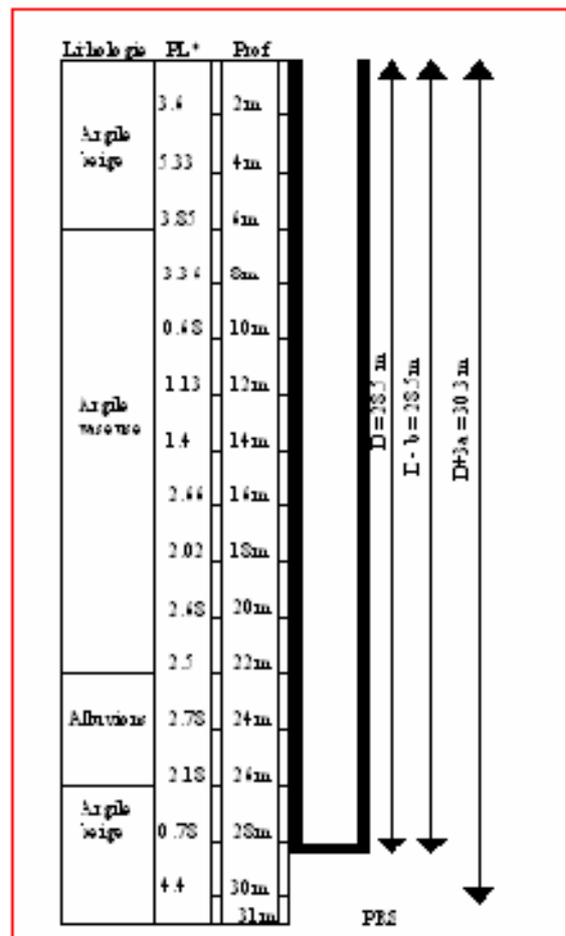


Figure 5.13: Le sondage pressiométrique N°8

$P_l^*(z)$: est obtenue en joignant par des segments de droit sur une échelle linéaire les différents P_l^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \int_{28.5}^{30.3} P_l^*(z). dz$$

$$P_{le}^* = 3.625 \text{ bars}$$

- La hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^{28.5} P_{le}^*(z). dz \rightarrow D_e = 19.41 \text{ m}$$

- Détermination de la valeur de k_p

$\left\{ \begin{array}{l} \text{nature du sol de la couche porteuse : argile marneuse de classe C} \\ \text{pieu mis en oeuvre sans refoulement du sol} \end{array} \right.$

Donc : $k_p = 1.3$ voire le tableau (5.7)

$$q_{pl} = 1.3 \times 3.625 = 4.71 \text{ bars}$$

$$Q_{pl} = 4.71 \times 1.13 = \mathbf{53.25 \text{ t}}$$

- **Détermination de la charge limite par frottement Q_{sl}**

$$Q_{sl} = q_{sl} \times A_s$$

Avec ; $A_s = \pi B h \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_s : \text{surface latéral du pieu} \\ B : \text{diamètre du pieu} \\ h : \text{épaisseur de la couche considérée} \end{array} \right.$

Détermination de q_{sl} pour chaque couche de sol :

Les lois $q_s = f(P_l)$ sont données par les courbes de frottement latéral Q_1 à Q_7 et le choix de la courbe est liée à la nature lithologique de chaque couche traversé par le pieu ainsi que le mode d'exécution du pieu.

Dans notre cas le pieu traverse quatre couches: les argiles beiges, les argiles noirâtres à aspect vaseux les alluvions et les argiles marneuses.

- **Argile beige**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{argile de classe A} \\ \text{pieu foré simple} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{on utilisera la courbe } Q_1 \\ P_l^* \text{ moyenne} = 4.26 \text{ bars} \end{array} \right. \quad \rightarrow q_s = 0.02 \text{ MPa}$

- **Argile vaseuse**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{argle de classe A} \\ \text{pieu foré simple} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{on utilisera la courbe } Q_1 \\ P_l^* \text{ moyenne} = 2.33 \text{ bars} \end{array} \right. \quad \rightarrow q_s = 0 \text{ MPa}$

- **Alluvions**

Les frottements sont négligeables dans la couche des alluvions en cas de pieu foré simple

- **Argile marneuse**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{argile de classe A} \\ \text{pieu foré simple} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{on utilisera la courbe } Q_1 \\ P_l^* \text{ moyenne} = 0.865 \text{ bars} \end{array} \right. \quad \rightarrow q_s = 0 \text{ MPa}$

$$Q_{sl} = 3.14 \times 1.2 (0.02 \times 6) = \mathbf{45.21 \text{ t}}$$

Finalement la charge limite est :

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 53.25 + 45.21 = \mathbf{98.46 t}$$

Calcul de la charge admissible :

La détermination des charges admissible sous les états limites fait référence à la charge de fluage qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = \frac{53.25}{2} + \frac{45.21}{1.5} = 56.76 t$$

La charge admissible du pieu est donnée par :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} = 70.32$$

Les résultats obtenus sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 5.9: Tableau récapitulatif des résultats du PR N°08

<i>Les charges</i>	<i>Unité (tonne)</i>
<i>La charge limite de pointe Q_{pl}</i>	53.25
<i>La charge limite par frottement Q_{sl}</i>	45.21
<i>La charge limite du pieu $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$</i>	98.46
<i>La charge admissible du pieu $Q_n = \frac{Q_l}{1.4}$</i>	70.32
<i>La charge de fluage $Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5}$</i>	56.76

Sondage pressiométrique n°06

- ✓ Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$$

- Détermination de la résistance limite du sol sous la pointe du pieu Q_{pl}

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p$$

Avec : $q_{pl} = K_p \times P_{le}^*$

$$\begin{cases} R = \frac{B}{2} = 0.6 \text{ m} \\ A_p = \pi \times R^2 = \pi \times 0.6^2 \end{cases} \rightarrow A_p = 1.13 \text{ m}^2$$

Calcul de P_{le}^* :

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

Avec :

$$\begin{cases} b = \min(a, D) = \min(0.6, 8) = 0.6 \text{ m} \\ a = \max\left(\frac{1.2}{2}; 0.5 \text{ m}\right) = 0.6 \text{ m} \\ D = \text{encrage dans la couche porteuse} \end{cases}$$

$P_l^*(z)$: est obtenue en joignant par des segments de droit sur une échelle linéaire les différents P_l^*

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \int_{25.4}^{27.8} P_l^*(z) \cdot dz$$

Par interpolation linéaire on trouve :

$$\begin{cases} P_{le}^*(25.4) = 18.92 \text{ bars} \\ P_{le}^*(27.8) = 23.73 \text{ bars} \end{cases}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \left(\int_{25.4}^{26} P_l^*(z) \cdot dz + \int_{26}^{27.8} P_l^*(z) \cdot dz \right) = \mathbf{20.74 \text{ bars}}$$

- La hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_{le}^*(z) \cdot dz \rightarrow D_e = 8.42 \text{ m}$$

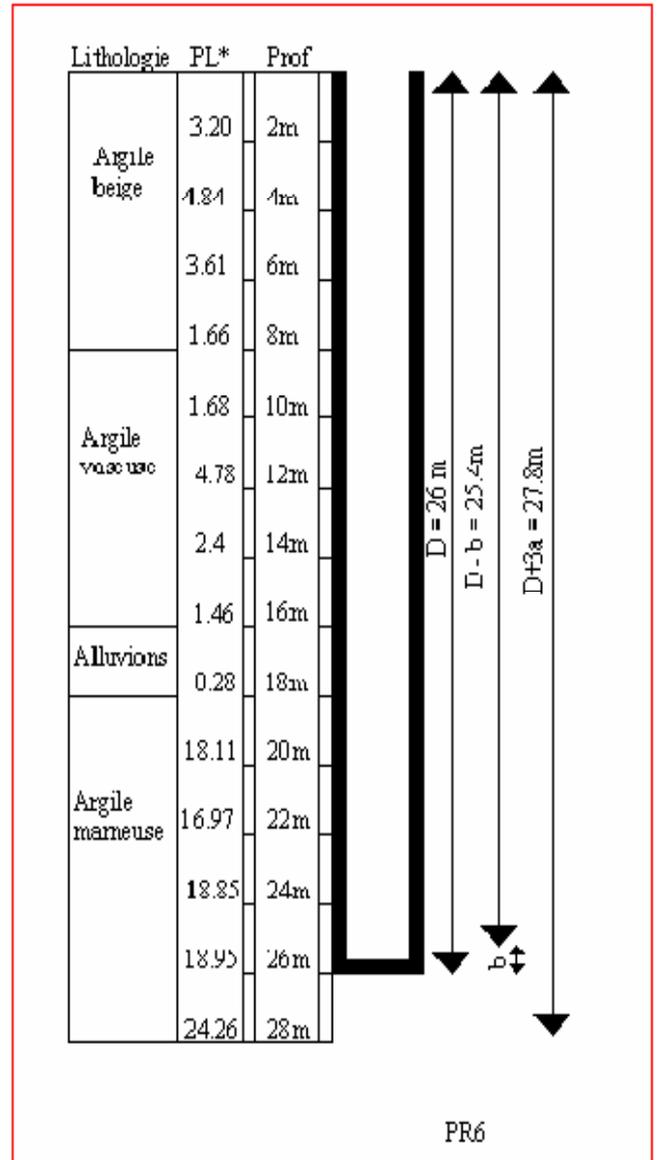


Figure 5.14: Le sondage pressiométrique N°6

- Détermination de la valeur de k_p
 - { nature du sol de la couche porteuse : argile marneuse de classe C
 - { pieu mis en oeuvre sans refoulement du sol

Donc : $k_p = 1.3$ voire le tableau (5.7)

$$q_{pl} = 1.3 \times 20.74 = 26.96 \text{ bars}$$

$$Q_{pl} = 26.96 \times 1.13 = \mathbf{304.65 \text{ t}}$$

- **Détermination de la charge limite par frottement Q_{sl}**

$$Q_{sl} = q_{sl} \times A_s$$

$$\text{Avec ; } A_s = \pi B h \rightarrow \begin{cases} A_s: \text{ surface latéral du pieu} \\ B: \text{ diamètre du pieu} \\ h: \text{ épaisseur de la couche considérée} \end{cases}$$

Détermination de q_{sl} pour chaque couche de sol :

Les lois $q_s = f(P_l)$ sont données par les courbes de frottement latéral Q_1 à Q_7 et le choix de la courbe est liée a la nature lithologique de chaque couche traversé par le pieu ainsi que le mode d'exécution du pieu.

Dans notre cas le pieu traverse quatre couches: les argiles beiges, les argiles noirâtres à aspect vaseux les alluvions et les argiles marneuses.

- **Argile marneuse**

$$\begin{cases} \text{argile de classe A} \\ \text{pieu foré simple} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{on utilisera la courbe } Q_1 \\ P_l^* \text{ moyenne} = 2.64 \text{ bars} \end{cases} \quad \rightarrow q_s = 0.005 \text{ MP}$$

- **Argile vaseuse**

$$\begin{cases} \text{argle de classe A} \\ \text{pieu foré simple} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{on utilisera la courbe } Q_1 \\ P_l^* \text{ moyenne} = 2.54 \text{ bars} \end{cases} \quad \rightarrow q_s = 0.005 \text{ MPa}$$

- **Alluvions**

Les frottements sont négligeables dans la couche des alluvions en cas de pieu foré simple

- **Argile marneuse**

$$\begin{cases} \text{argle de classe A} \\ \text{pieu foré simple} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{on utilisera la courbe } Q_1 \\ P_l^* \text{ moyenne} = 17.79 \text{ bars} \end{cases} \quad \rightarrow q_s = 0.11 \text{ MPa}$$

$$Q_{sl} = 3.14 \times 1.2 (0.05 \times 4 + 0.5 \times 8 + 0.11 \times 6) = \mathbf{263.76 \text{ t}}$$

Finalement la charge limite est :

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 304.65 + 263.76 = \mathbf{568.41 \text{ t}}$$

Calcul de la charge admissible :

La détermination des charges admissible sous les états limites fait référence à la charge de fluage qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = \frac{304.65}{2} + \frac{263.76}{1.5} = 328.16 \text{ t}$$

La charge admissible du pieu est donnée par :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} = 406.00 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Tableau récapitulatif des résultats du PR N°6

<i>Les charges</i>	<i>Unité (tonne)</i>
La charge limite de pointe Q_{pl}	304.65
La charge limite par frottement Q_{sl}	263.76
La charge limite du pieu $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$	568.41
La charge admissible du pieu $Q_n = \frac{Q_l}{1.4}$	406.00
La charge de fluage $Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5}$	328.16

5.7.3.2. Calcul du nombre de pieux

✓ Pour la culée

Le nombre de pieux et le rapport entre le chargement appliqué au sol de fondation et la capacité portante d'un pieu : $n = \frac{R}{\frac{Q_c}{1.4}}$

$$n = \frac{R}{\frac{Q_c}{1.4}} = \frac{2044.04}{234.4} = 8.72 \rightarrow \text{donc on opte pour } n = 9 \text{ pieux}$$

✓ Pour la pile

$$n = \frac{R}{\frac{Q_c}{1.4}} = \frac{1490.98}{234.4} = 6.36$$

Remarque: On opte pour un groupe de 09 pieux sous la pile pour plus de mesure de sécurité.

5.7.3.3. La disposition des pieux

La distance entre l'axe de deux pieux doit être au moins égale à 3 D (Voir les figures ci-dessous).

- ✓ Disposition des pieux sous les fondations de la pile et la culée

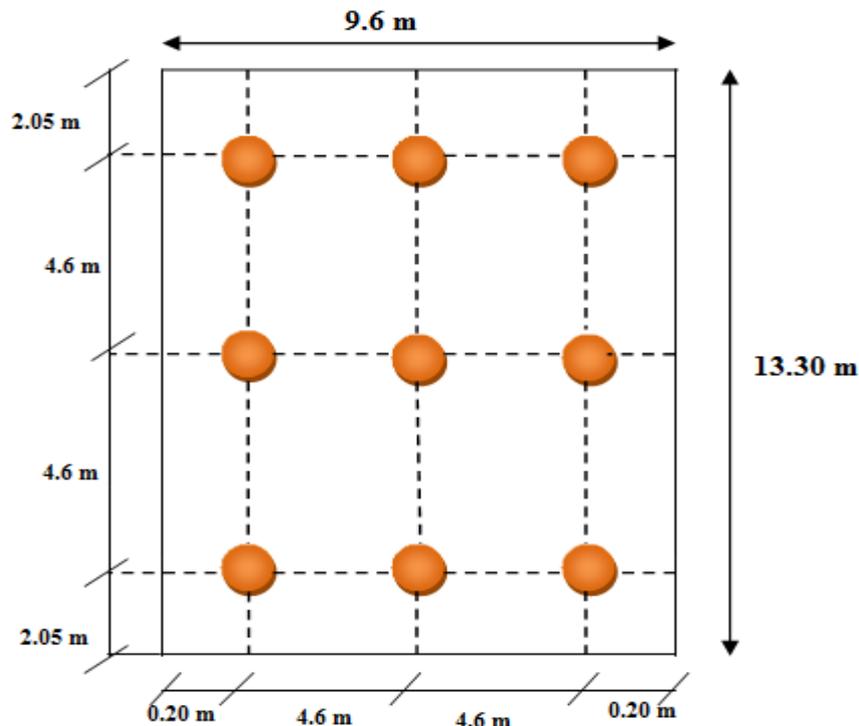


Figure 5.15: La disposition des pieux sous la pile et la culée.

5.7.3.4. Comportement des groupes de pieux

Un pieu dans un groupe a un comportement différent du pieu isolé notamment par ce que :

- ✓ La mise en place d'un groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important.
- ✓ La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

Calcul de l'efficacité de groupe de pieux

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg \left(\frac{D}{S} \right)}{180} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m} \right)$$

Avec :

D: diamètre des pieux

S : entre axes des pieux

n : nombre de lignes de pieux

m : nombre de colonnes de pieux

$$\text{AN: } C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1.2}{4.6}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3}\right) \rightarrow C_e = 0.759$$

$$\rightarrow C_e = 75.9 \%$$

On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

5.7.4. Ferrailage des pieux

5.7.4.1. Ferrailage des pieux sous la culée

Les pieux de la culée sont soumis à la flexion composée.

Le moment maximal est celui d'état limite accidentel (Voir le tableau 4.7)

$$M_{max} = 19.31.42 \text{ t.m} = 1931.42 \text{ t.m}$$

Le moment repris par chaque pieu est : $M_p = \frac{M_{max}}{n}$

n : nombre de pieu.

$$M_p = \frac{1931.42}{9} = 214.60 \text{ t.m}$$

La charge transmise à la semelle est ; $N_{max} = 2044.04 \text{ t}$

La charge verticale repris par chaque pieu est ;

$$N_p = \frac{N_{max}}{n} \rightarrow N_p = \frac{2044.04}{9} = 227.11 \text{ t}$$

D'après le logiciel SOCOTEC, on trouve la section d'armature **88.77 cm²** (Voir la figure suivante)

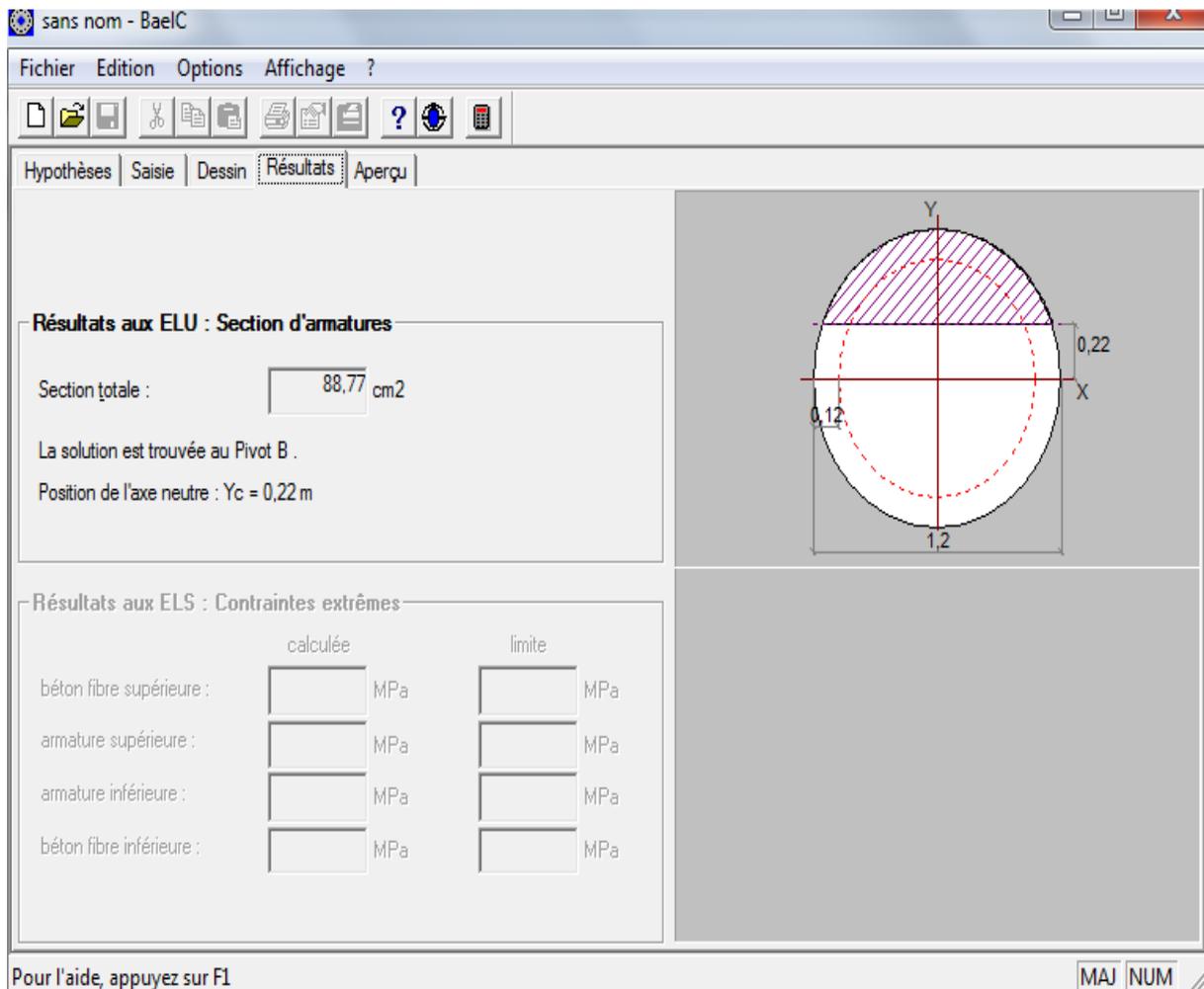


Figure 5.16: La section de ferrailage pour les pieux de la culée

D'après le B.A.E.L on opte pour **19HA25** = 93.28 cm²

Les espacements entre les barres longitudinales est **$S_t = 19.8 \text{ cm}$**

- ✓ Les armatures transversales

Le diamètre minimum des aciers transversaux est $\varphi_t \geq \varphi_l/3$ soit **$\varphi_t = 10 \text{ mm}$**

- ✓ Les espacements

On prend un espacement de **15** (Voir la figure suivante)

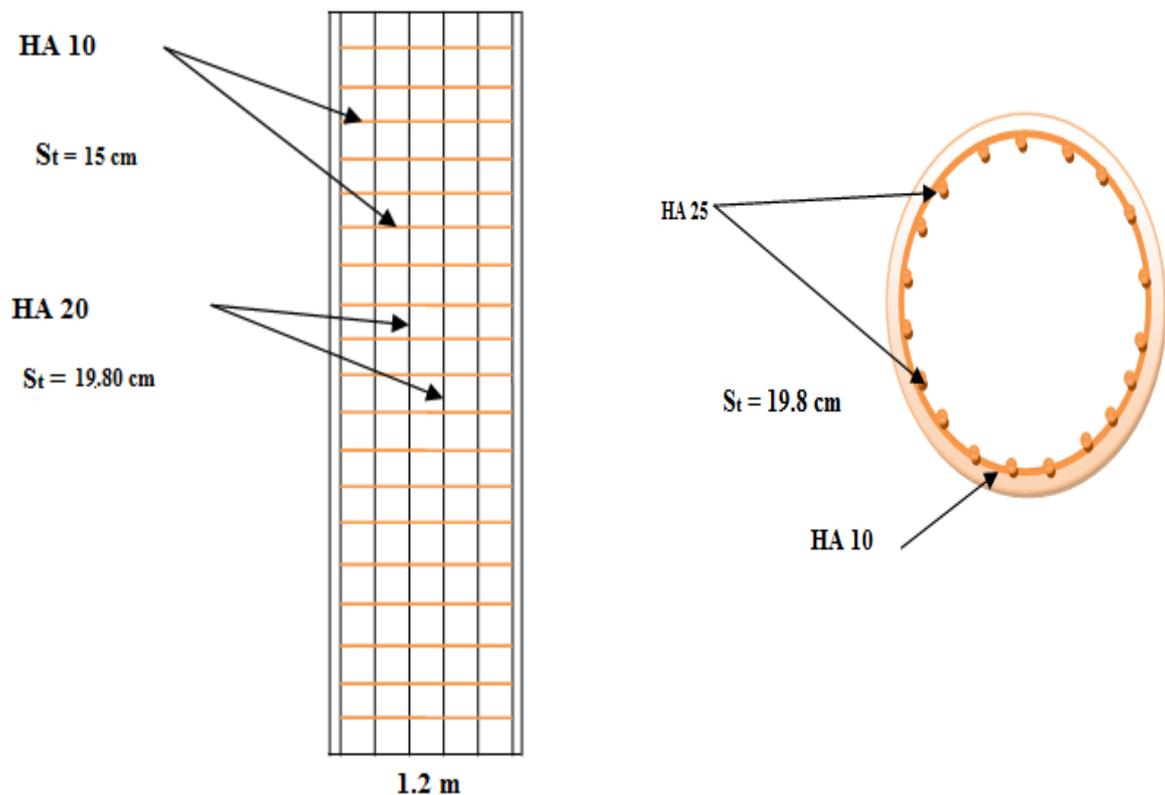


Figure 5.17: Schéma de ferrailage des pieux au niveau de la culée..

5.7.4.1. Ferrailage des pieux sous la pile

Les pieux de la pile sont soumis à la flexion composée.

Le moment maximal est celui d'état limite accidentel.

$$M_{max} = 1274.46 \text{ t.m}$$

Le moment repris par chaque pieu est : $M_p = \frac{M_{max}}{n}$

n : nombre de pieu.

$$M_p = \frac{1274.46}{9} = 141.60 \text{ t.m}$$

La charge transmise à la semelle est :

$$N_{max} = 1490.98 \text{ t}$$

La charge verticale repris par chaque pieu est ;

$$N_p = \frac{N_{max}}{n} \rightarrow N_p = \frac{1490.98}{9} = 165.66 \text{ t}$$

D'après le logiciel SOCOTEC, on trouve la section d'armature $48.15 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 56.13 \text{ cm}^2$

Dans ce cas on opte pour $18\text{HA}20 = 56.51 \text{ cm}^2$.

Les espacements entre les barres longitudinales est $S_t = 17.50 \text{ cm}$

✓ Les armatures transversales

Le diamètre minimum des aciers transversaux est $\varphi_t \geq \varphi_l/3$ soit $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ Les espacements

On prend un espacement de 15 cm .

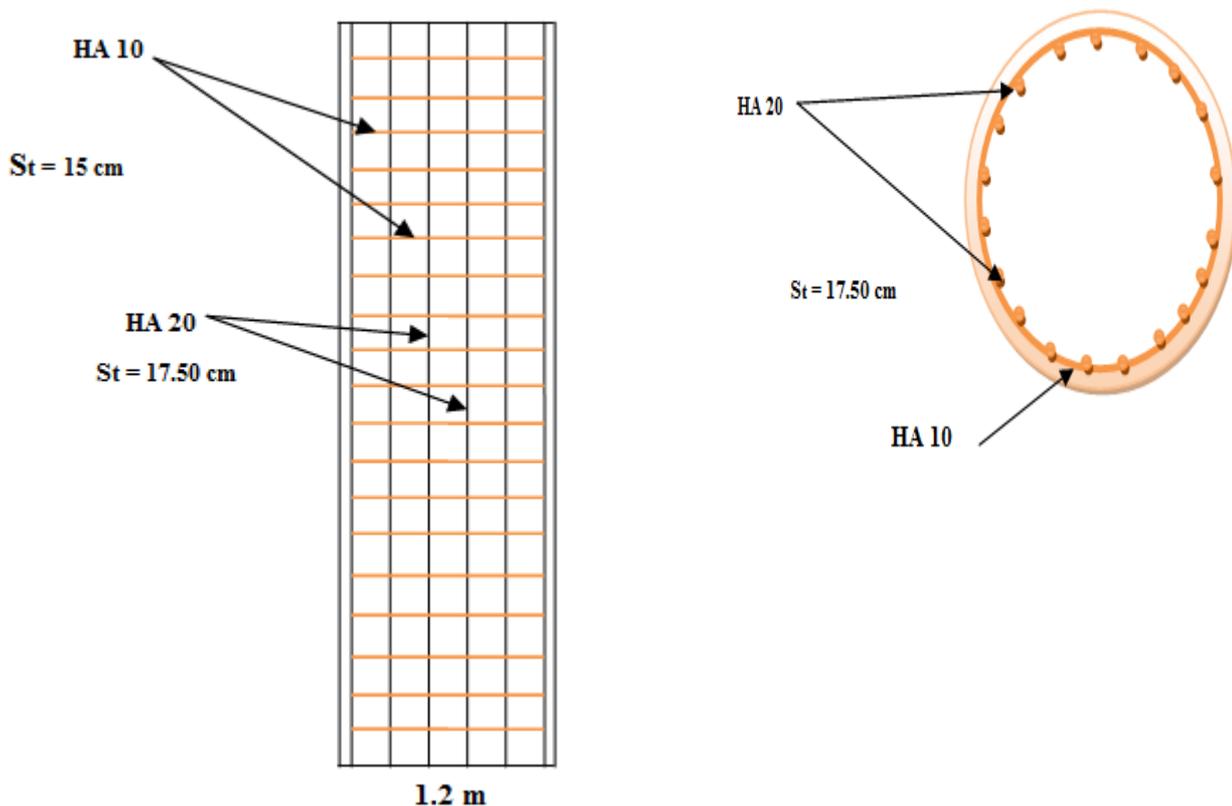


Figure 5.18: Schéma de ferrailage des pieux au niveau de la pile.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a été bénéfique dans la mesure où elle nous a permis de mieux comprendre et d'apprécier des problèmes qui se posent dans le cas de cette présente étude dont elle exige beaucoup de connaissances théoriques et pratiques dans le domaine de calcul des fondations des ponts à savoir la maîtrise des différentes méthodes de calcul relatives à ce problème.

Ce projet de fin cycle, nous a permis de visualiser les différentes phases d'étude et d'exécution d'un ouvrage d'art, de bien exploiter le rapport du sol fourni par le laboratoire, aussi comment appliquer tous les Règlements « BAEL, fascicule 62,....etc. » et enfin d'acquérir des connaissances sur les logiciels « Auto-CAD, SAP2000, SOCOTEC.... etc. ».

Cette expérience nous a mis dans peu de temps dans le monde Professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'université de Bejaia.

Bibliographie

[1] : Association française de génie civil, *Guide des ponts*, Presses de l'École des ponts et chaussées, 1999.

Organisation de coopération et de développement économiques, *Durabilité des ponts routiers en béton* Paris, 1989.

[2] :N. Turkkan - Faculté d'ingénierie / U. de Moncton 13.

[3] :J.A Calgaro : *Projet de construction des ponts*, ponts et chaussées; 1991.

[4] : Laboratoire des travaux publics de l'est, rapport du sol N° 300/06/FOST.E/0194/2010; 2011.

[5] : Fascicule 62 titre II, *programme des charges et épreuves des ponts routes*.

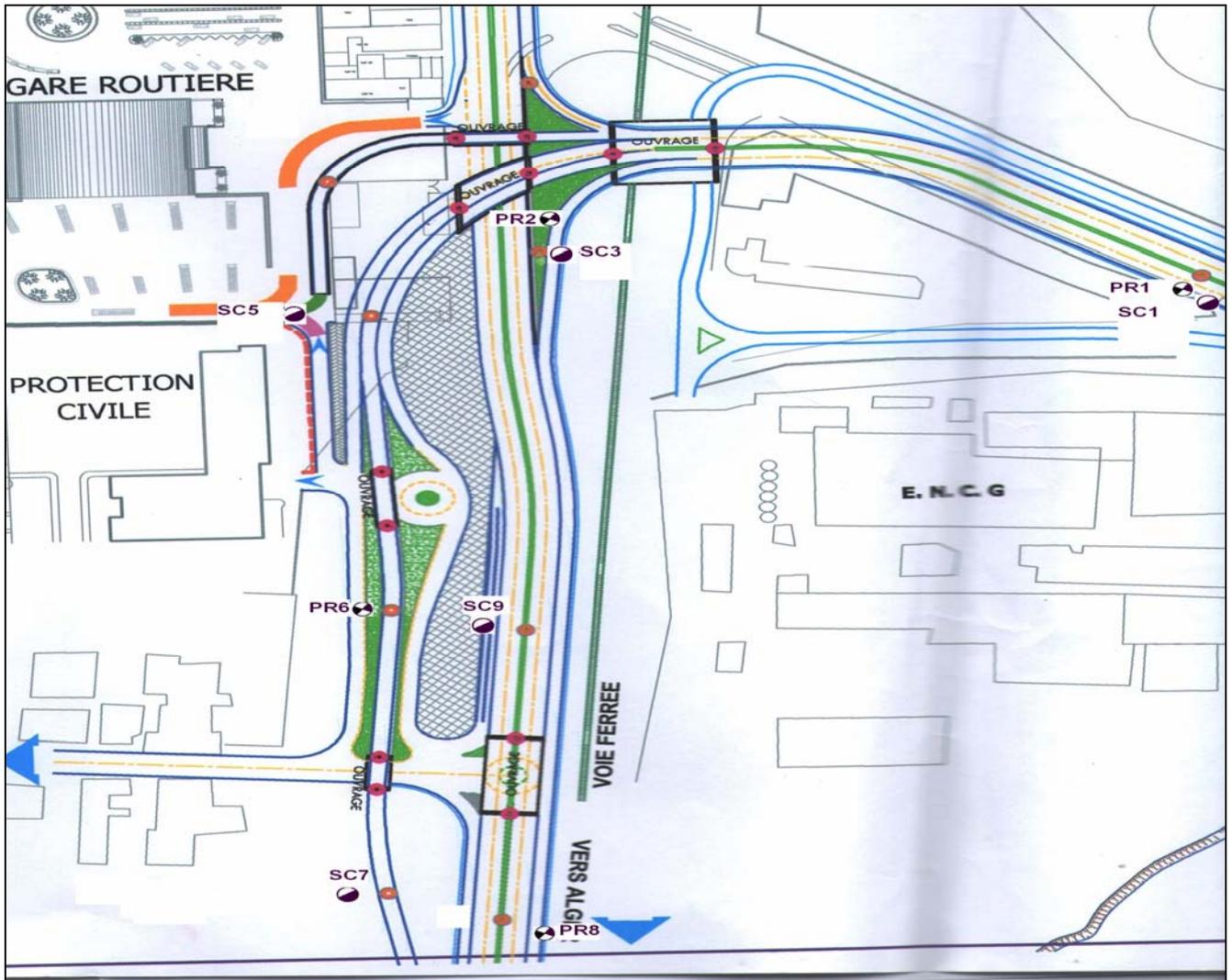
[6] : M.R.soltani -*ligne d'influences des poutres isostatique et des arcs isostatiques*, office des publications universitaires; 2004.

[7] : Règles BAEL 91 révisées 99, *Règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites*, Edition S150- déc 2007.

[8] :Roger FRANK, *Les fondations superficielles*, centre d'enseignement et de la recherche en mécanique des sols (CERMES-ENPC-LCPC).

[9] : Roger FRANK, *Les fondations profondes*, centre d'enseignement et de la recherche en mécanique des sols (CERMES-ENPC-LCPC).

Annexe



- LEGENDE**
- Essai pressiometrique
 - sondage

Indice	Date	Objet ou modification	Conçu	Etabli	Vérifié	Approuvé	N°plan	Echelle
						M ^r .ABBAS	01	
00	16/01/2011		M ^{me} .Moussaoui	M ^{me} .Moussaoui	M ^r .BOUZEKRI	ETUDE DU SOL		
Client DTP BEJAIA	Intitulé de l'étude REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 4CHEMINS		Titre du plan plan général		Entité émettrice L.T.P.Est antenne de Bejaia	LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'EST SOCIETE PAR ACTION AU CAPITAL DE : 908.000.000.00DA ANTENNE DE BEJAIA PARC SUBDIVISION MARITIME ARRIERE PORT BEJAIA Tél ☎ : (034)22.65.32 Fax : (034) 22.65.33 Site web : www.ltpe.bij@ltp-est.com		



LOG DE SONDAGE

Projet REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 04 CHEMINS - BEJAIA

No SC1

Localisation 04 CHEMINS - BEJAIA

Profondeur 35.40

Date 18 - 01 -2011

Hm	Lithologie	Description des couches
0.		
-1.		Remblais
-2.		
-3.		
-4.		Argile limoneuse de couleur brune , plastique
-5.		
-6.		
-7.		
-8.		
-9.		
-10.		
-11.		
-12.		
-13.		
-14.		Argile limoneuse à aspet vaseux de couleur grise noiara
-15.		tre renfermant des débris de coquilles, avec un passage
-16.		sableux de 15 à 18.60m
-17.		
-18.		
-19.		
-20.		
-21.		
-22.		
-23.		
-24.		
-25.		
-26.		
-27.		Passage alluvionaire de sable, grave et galets .
-28.		
-29.		
-30.		
-31.		
-32.		
-33.		Argile marneuse de couleur grise noiara tre ,renfermant
-34.		des débris de coquilles
-35.		



LOG DE SONDAGE

Projet REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 04 CHEMINS - BEJAIA

No SC3

Localisation 04 CHEMINS - BEJAIA

Profondeur 44.70

Date 18 - 01 - 2011

Hm	Lithologie	Description des couches
0.		
-1.		Remblais
-2.		
-3.		
-4.		
-5.		
-6.		Argile limoneuse de couleur brune , plastique
-7.		
-8.		
-9.		
-10.		
-11.		
-12.		
-13.		Argile limoneuse à aspect vaseux de couleur grise noirâtre
-14.		renfermant des débris de coquilles
-15.		
-16.		
-17.		
-18.		
-19.		
-20.		
-21.		
-22.		Argile sableuse , avec un passage alluvionnaire de grave
-23.		et galets de 21.30 à 23.70m
-24.		
-25.		
-26.		
-27.		
-28.		
-29.		
-30.		
-31.		
-32.		
-33.		
-34.		Argile marneuse de couleur grise noirâtre ,renfermant d
-35.		es débris de coquilles
-36.		
-37.		
-38.		
-39.		
-40.		
-41.		
-42.		
-43.		
-44.		



LOG DE SONDAGE

Projet REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 04 CHEMINS - BEJAIA

No SC7

Localisation 04 CHEMINS - BEJAIA

Profondeur 45.70

Date 18 - 01 2011

Hm	Lithologie	Description des couches
0.		
-1.		Terre végétale
-2.		
-3.		Argile limoneuse de couleur brune , plastique
-4.		
-5.		
-6.		
-7.		
-8.		
-9.		
-10.		
-11.		
-12.		
-13.		
-14.		
-15.		Argile limoneuse à aspect vaseux de couleur grise noirâtre renfermant des débris de coquilles
-16.		
-17.		
-18.		
-19.		
-20.		
-21.		
-22.		
-23.		
-24.		
-25.		passage alluvionnaire dans une matrice argileuse
-26.		
-27.		
-28.		
-29.		
-30.		
-31.		
-32.		
-33.		
-34.		
-35.		
-36.		
-37.		Argile marneuse renfermant des débris de coquilles brune à la patine, bleuâtre à la casseure devient gris noirâtre à partir de 31 m
-38.		
-39.		
-40.		
-41.		
-42.		
-43.		
-44.		
-45.		



LOG DE SONDAGE

Projet REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 04 CHEMINS - BEJAIA

No SC9

Localisation 04 CHEMINS - BEJAIA

Profondeur 44.50

Date 18 - 01 2011

Hm	Lithologie	Description des couches
0.		
-1.		
-2.		
-3.		
-4.		
-5.		
-6.		
-7.		
-8.		
-9.		
-10.		
-11.		
-12.		
-13.		
-14.		
-15.		
-16.		
-17.		
-18.		
-19.		
-20.		
-21.		
-22.		
-23.		
-24.		
-25.		
-26.		
-27.		
-28.		
-29.		
-30.		
-31.		
-32.		
-33.		
-34.		
-35.		
-36.		
-37.		
-38.		
-39.		
-40.		
-41.		
-42.		
-43.		
-44.		



Intitule du projet: OUVRAGE 04 CHEMINS

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

Chantier :

Localisation: BEJAIA Date: 07/03/2011

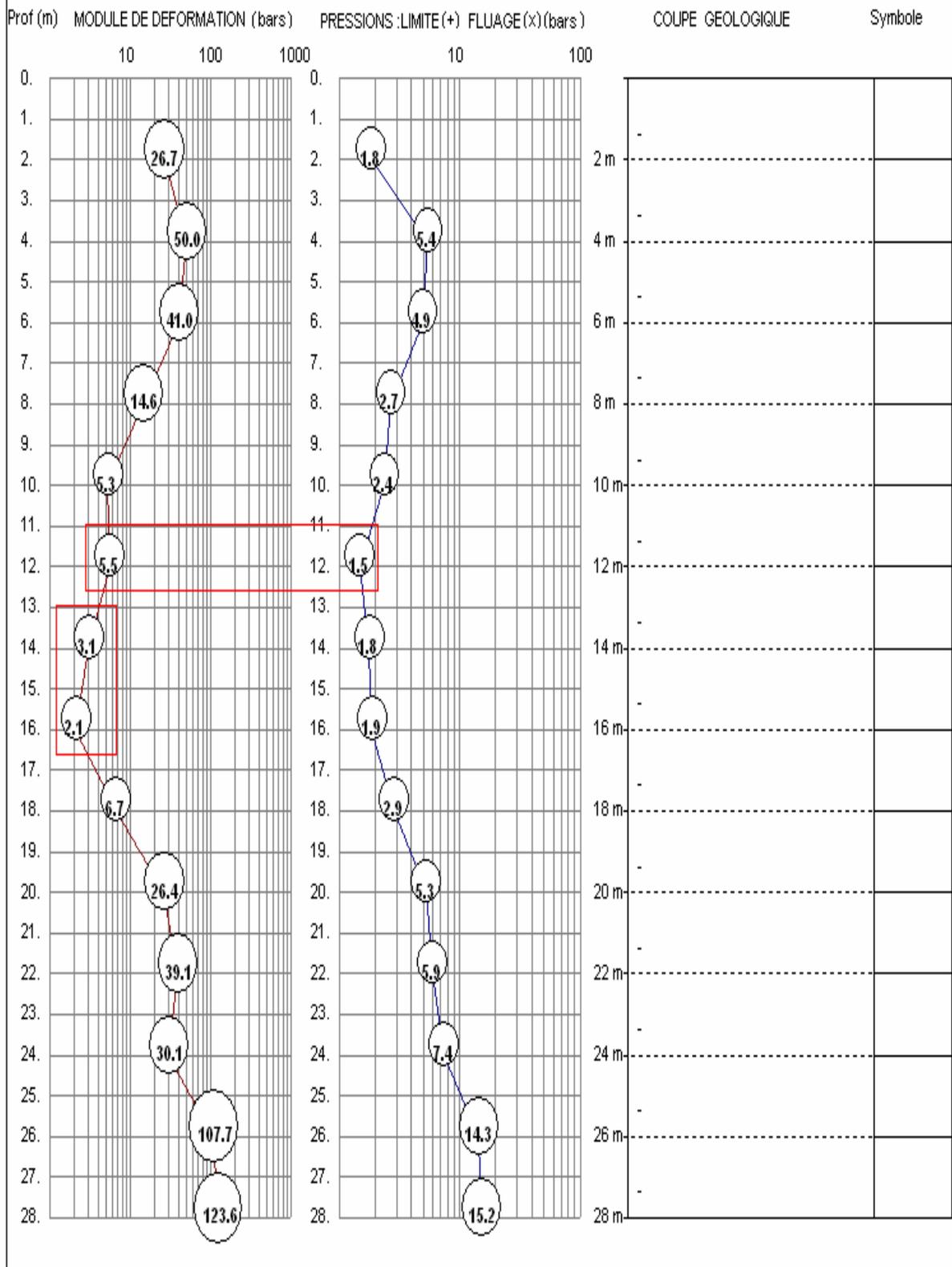
Forage N°: PR1 Profondeur: 29 M

X=

Y=

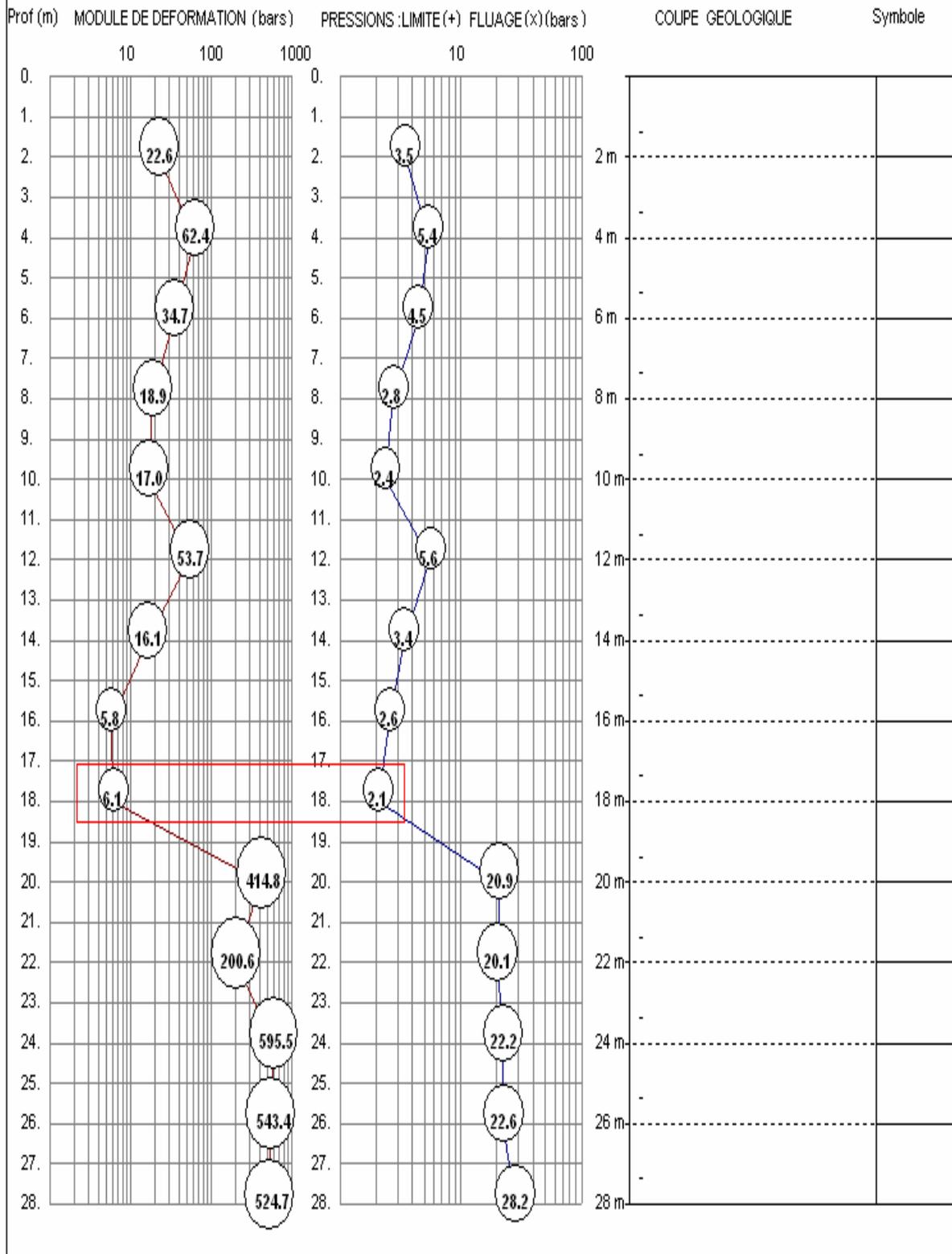
Z=

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE





GRAPHIQUE SYNOPTIQUE





Chantier :

Localisation: BEJAIA

Date:

Forage N°: PR8

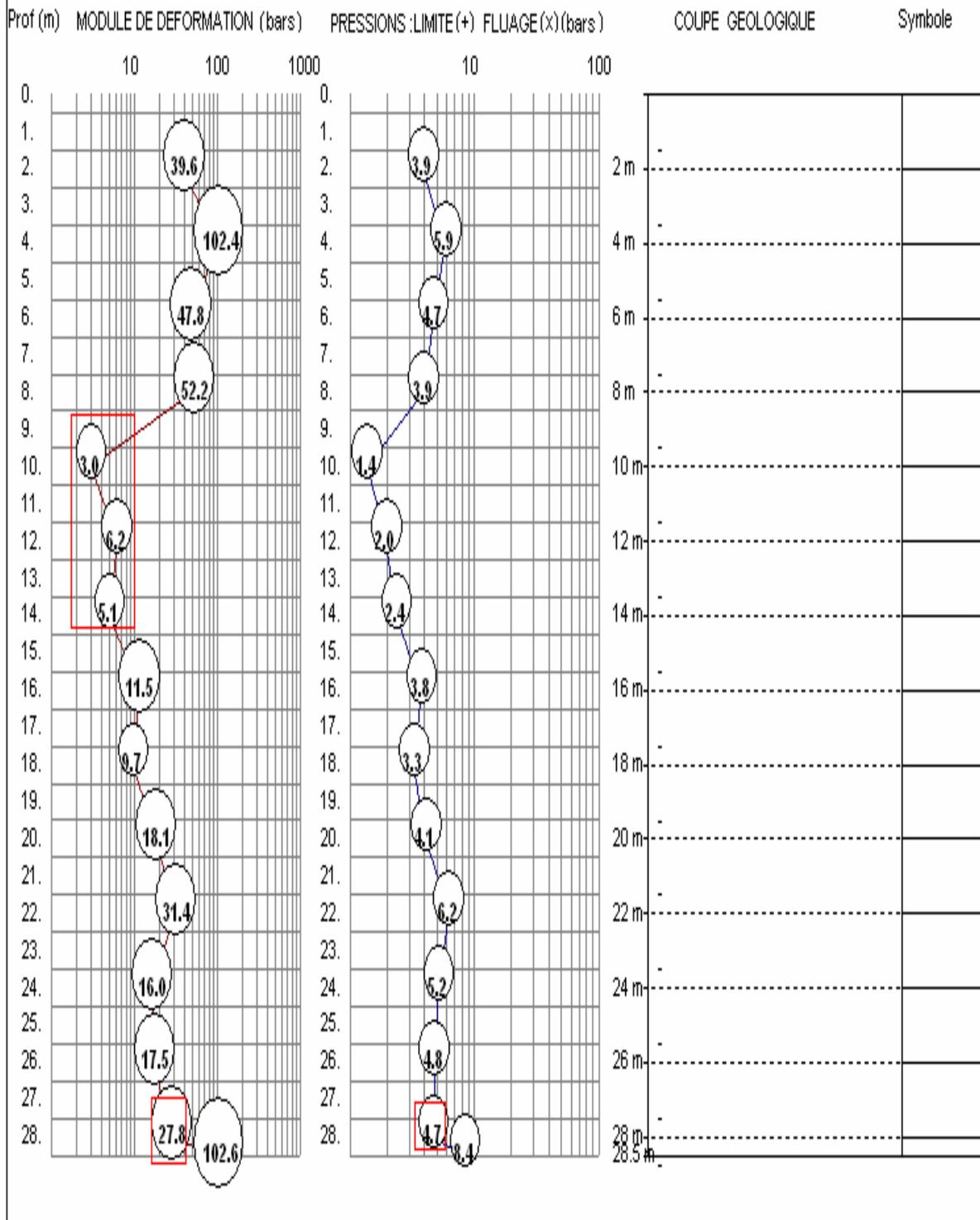
Profondeur: 29

X=

Y=

Z=

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE





ESSAI A L'OEDOMETRE

Titre REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 4 CHEMINS
Chantier - 4 CHEMINS - BEJAIA
N° Echantillon ECH3(6.90-7.30)
Profondeur 6.90-7.30
Nature du sol - Date -23-01-2011

RESULTATS

Pc = 2.285
Cc = 0.213
Cg = 0.081

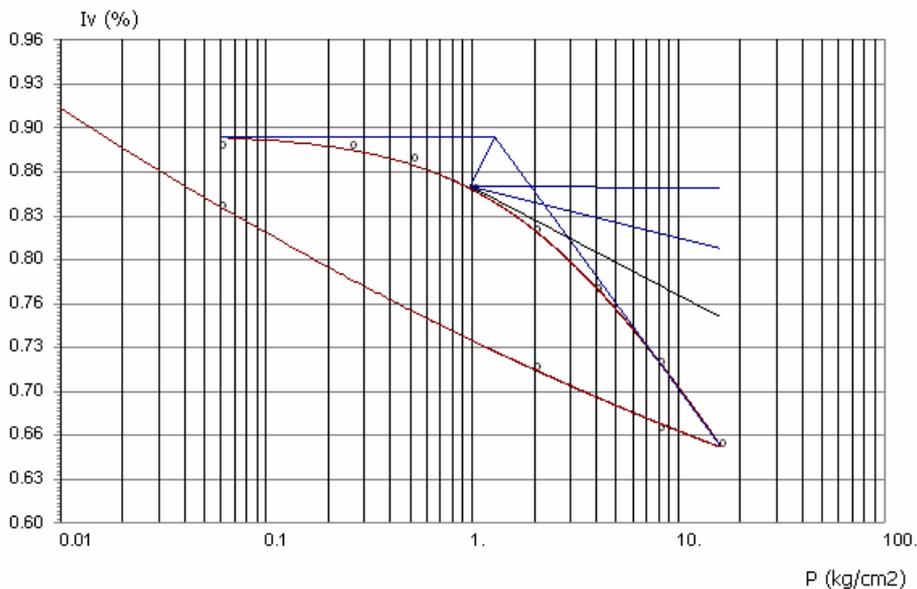


Tableau des valeurs

P kg/cm2	L(a)	L(b)	I. vides
0.06	5000.		0.883
0.26	5000.		0.883
0.51	4870.		0.874
1.01	4570.		0.851
2.01	4150.		0.819
4.01	3555.		0.775
8.01	2810.		0.719
16.01	2000.		0.658
8.01	2160.		0.67
2.01	2770.		0.716
0.06	4380.		0.837



ESSAI A L'OEDOMETRE

Titre REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 4 CHEMINS
Chantier - 4 CHEMINS - BEJAIA
N° Echantillon ECH5(6.00-6.60))
Profondeur 6.00-6.60))
Nature du sol - Date -23-01-2011

RESULTATS

Pc = 2.785
Cc = 0.278
Cg = 0.083

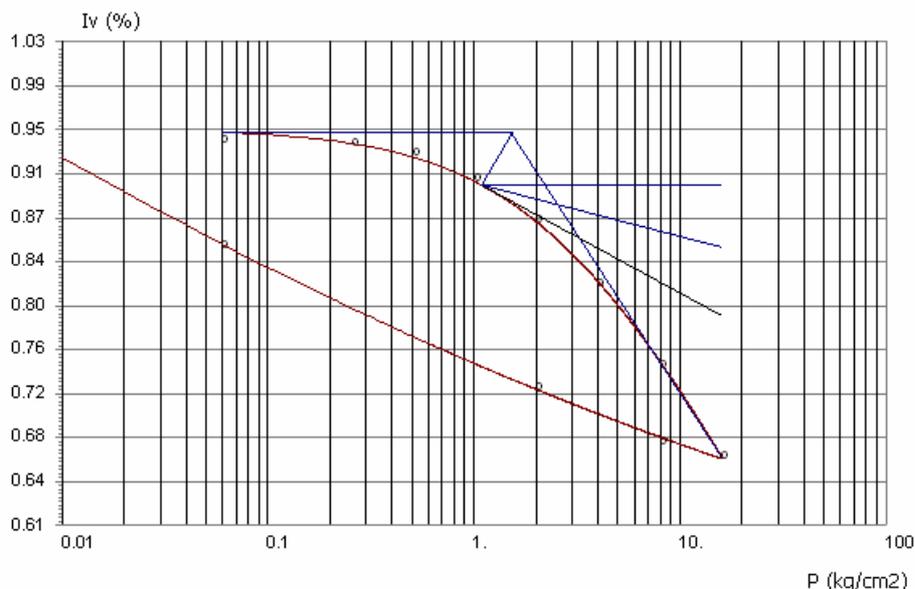


Tableau des valeurs

P kg/cm2	L(a)	L(b)	I. vides
0.06	5000.		0.942
0.26	4970.		0.94
0.51	4850.		0.931
1.01	4570.		0.909
2.01	4120.		0.873
4.01	3400.		0.817
8.01	2500.		0.746
16.01	1500.		0.667
8.01	1650.		0.679
2.01	2260.		0.727
0.06	3840.		0.851



ESSAI A L'OEDOMETRE

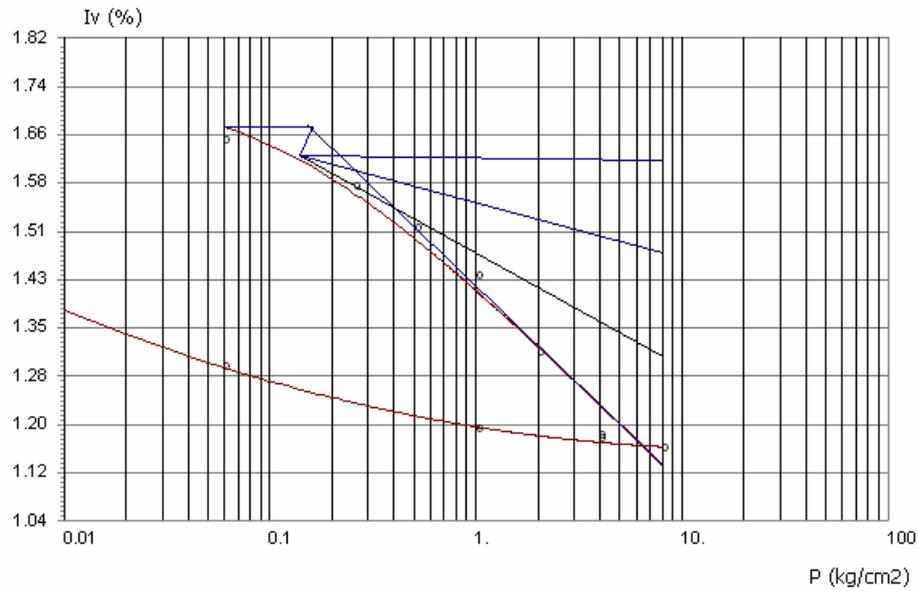
Titre REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 4 CHEMINS
Chantier - 4 CHEMINS - BEJAIA
N° Echantillon ECH9 (10.40-10.80)
Profondeur 10.40-10.80
Nature du sol - Date -23-01-2011

RESULTATS

$P_c = 0.285$
 $C_c = 0.316$
 $C_g = 0.073$

Tableau des valeurs

P kg/cm ²	L(a)	L(b)	I. vides
0.06	5000.		1.651
0.26	4400.		1.579
0.51	3840.		1.512
1.01	3185.		1.434
2.01	2170.		1.312
4.01	1070.		1.181
8.01	890.		1.159
4.01	1020.		1.175
1.01	1160.		1.191
0.06	1975.		1.289



ESSAI A L'OEDOMETRE

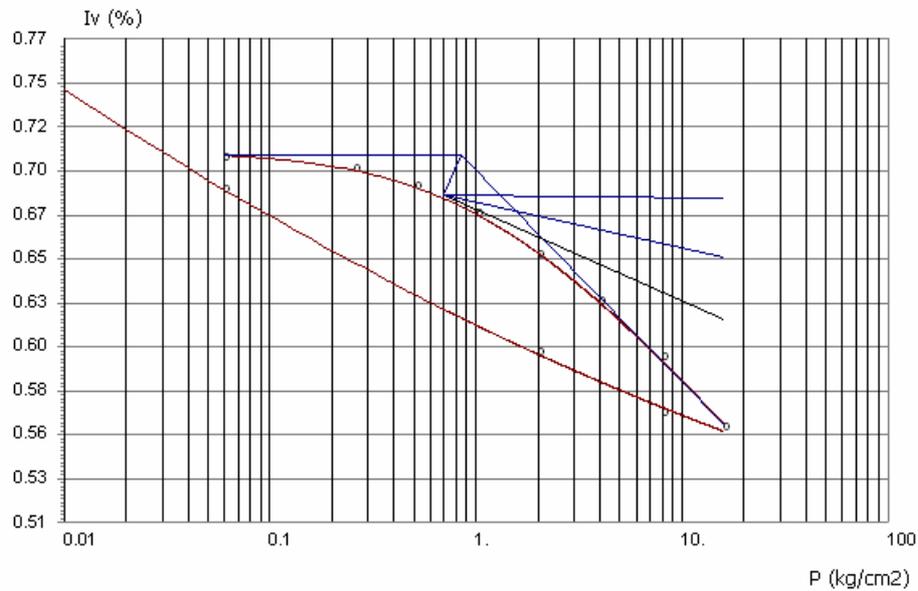
Titre REALISATION D'UN ECHANGEUR AU CARREFOUR DES 4 CHEMINS
Chantier - 4 CHEMINS - BEJAIA
N° Echantillon ECH9 (22.20-22.85)
Profondeur 22.20-22.85
Nature du sol - Date -23-01-2011

RESULTATS

$P_c = 1.785$
 $C_c = 0.113$
 $C_g = 0.058$

Tableau des valeurs

P kg/cm ²	L(a)	L(b)	I. vides
0.06	5000.		0.705
0.26	4920.		0.699
0.51	4780.		0.69
1.01	4570.		0.675
2.01	4245.		0.653
4.01	3680.		0.628
8.01	3440.		0.598
16.01	2890.		0.56
8.01	3000.		0.568
2.01	3490.		0.601
0.06	4760.		0.688



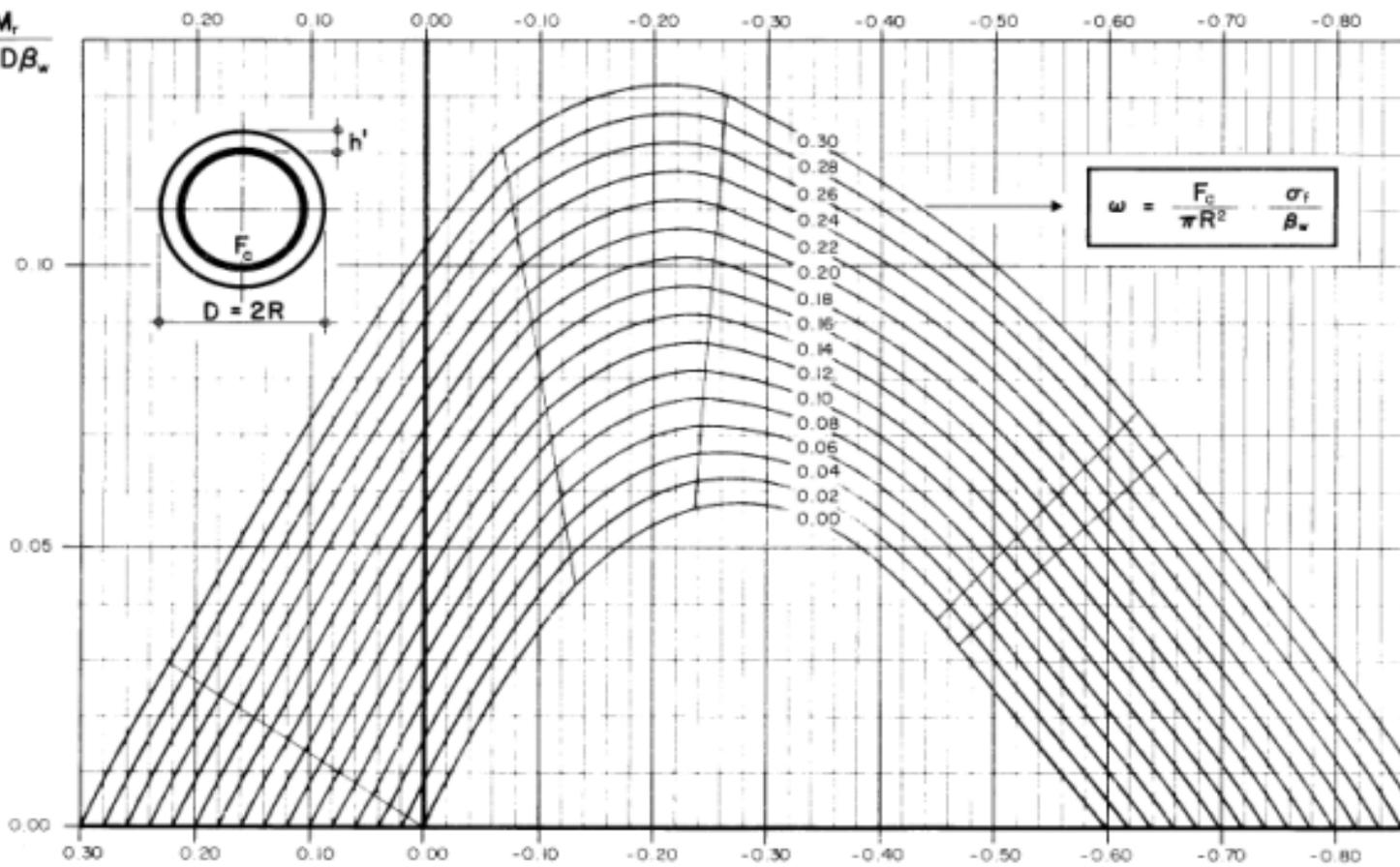
Abaque de Walther (Ferrailage des pieux) :

154. FLEXION COMPOSEE
EFFORTS DE RUPTURE M_r ET N_r

$\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$
 $\omega_{max} = 0.3$

$\frac{h'}{D} = 0.04$

$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w}$



Annexe
Tableau des Armatures
 (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000