

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA.

FACULTE DE TECHNOLOGIE.

Département de Génie Civil

**Mémoire de fin de Cycle
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie civil**

Option : Géotechnique

Thème

**Etude de fondations d'un Pont en béton précontraint
sur la RN9 du PK 00+000 au PK 01+060 (Souk el tenine, Bejaia)**

Réalisé par :

- MADOUÏ Nassim

-ZAKARIA Soufiane

Encadreur :

Mme : BOUAYAD Dj.

Membre de jury :

M^{me} : BOUICHE.

M^f : SADAOUÏ.

Promotion 2015-2016

REMERCIEMENTS

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

Nous remercions notre promotrice, madame BOUAYAD.DJ pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.

Nous remercions aussi les membres de jury qui nous font l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions nos chers parents de nous avoir aidés pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la mise en forme de ce travail.

Madoui Nassim

Zakaria Soufiane

Dédicace

Je remercie dieu de m'avoir donnée la sante pour finir cursus universitaire

Je dédie ce travail a :

A mes parents pour leurs soutiens et leurs conseils

A mes frères

A mon ami et binôme Nassim

A tous mes amis

A toute la promotion 2015/2016

Zakaria

Soufiane

Dédicace

Je remercie dieu de m'avoir donnée la sante pour finir cursus universitaire

Je dédie ce travail a :

A mes parents pour leurs soutiens et leurs conseils.

A mes frères Nassima, Kahina, Rafik.

A mon ami et binôme Soufiane.

A tous mes amis (Ravah Z, Mourad A, Yacine L, Ferhat B, Hamou M, Nabil K, Zahir Z et Nadjim).

A toute la promotion 2015/2016.

MADOU

Nassim

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: généralités sur les ponts

I. Introduction.....	2
II. Définition et composants du pont	2
II.1 Fondations	2
II.2 les appuis	2
II.2.1 Les piles	2
II.2.2 Les culées	3
II.2.3 Les appareils d'appuis	4
III. Tablier	4
III.1 Dalle	5
III.2 Entretoises.....	5
III.3 Longérons.....	5
III.4 Poutre principale	6
III.5 Contreventement	6
IV. Classe et classification des ponts	6
IV.1 Classe des ponts	6
IV.2 classification des ponts.....	6
IV.2.1 Classification suivant la fonction.....	6
IV.2.2 Suivant le fonctionnement mécanique	6
IV.2.3 Classification suivant la voie considérée.....	8
IV.2.4 Classification suivant la mobilité.....	8
IV.2.5 Classification suivant les matériaux de construction	8
V. Les ponts en béton précontraint	9
V.1 Définition du précontraint.....	9
V.2 Méthodes de précontraintes.....	9

V.2.1	Méthode de poste-tension.....	9
V.2.2	Méthode de pré-tension	10
V.3	Les avantages et inconvénients du béton précontraint	10
V.4	Types de pont en béton précontraint.....	11
V.4.1	Les ponts à poutre en B.P.....	11
V.4.2	Les ponts dalles en précontrainte	11
VI.	Différents types de poutres	11
VII.	Les différents efforts agissant sur les ponts	11
VII.1	charges verticales	11
VII.2	surcharges routières	12
VIII.	Méthodes dimensionnements des fondations	12
VIII.1	Notion de capacité portante et de tassement.....	12
VIII.2	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	12
VIII.2.1	Méthodes de calcul de la capacité portante	13
VIII.2.1.1	Méthode de calcul « C-φ »	13
VIII.2.1.2	Méthode du pénétromètre dynamique.....	14
VIII.3	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES.....	16
VIII.3.1	Calcul du terme de pointe Q_{pl}	18
VIII.3.2	Calcul du frottement latéral Q_{sl}	18
	Conclusion	18
 Chapitre II: présentation de l'ouvrage et reconnaissance géotechniques		
I.	Introduction.....	19
II.	Description de l'ouvrage	19
III.	Données fonctionnelles.....	20
III.1	Tracé en plan	20

III.2 Profil en long	20
III.3 Profil en travers	21
IV. Les données géomorphologies et géotechniques	21
IV.1 Topographie.....	21
IV.2 Donnée géotechnique.....	21
IV.3 Données sismologiques	21
V. Reconnaissance des sols.....	21
V.1 Organisation.....	21
VI. ESSAIS AU LABORATOIRE	24
VI.1 Organisation	24
VI.1.1 Les Essais mécaniques	25
VI.1.1.1.Ccisaillement à la boite de Casa grande.....	25
Conclusion.....	26

Chapitre III: pré-dimensionnement des poutres et calcul des charges et surcharges

I. Introduction.....	27
II. Dimensionnement des éléments du tablier	27
II.1 Pré dimensionnement des poutres en béton précontraint	27
II.2 Pré dimensionnement de la dalle	30
III. calcul des charges.....	31
III.1 Calcul des charges permanentes (CP)	31
III.1.1. Le poids propre de la poutre	31
III.1.2 Poids propre de la dalle en béton armé	33
III.2. Charge complémentaire permanente (CCP)	33
IV. calcule des surcharges	35
IV.1 Système de charges B	38
IV.1.1 Sous système B _c	38
IV.1.2 Sous système B _t	41
IV.1.3 Système de charge B _r	42

IV.1.4	Système militaire Mc 120	43
IV.1.5	Charge exceptionnelle D ₂₄₀	44
IV.1.6	Surcharge sur les trottoirs S _t	44
V.	calcul des reactions d'appuis	44
V.1	Sous des charges constantes	44
V.1.1	Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G	44
V.1.2	Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)	45
V.1.3	Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs.....	47
V.2	Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles.....	41
V.2.1	principe de la méthode des lignes d'influences	41
V.2.2	Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B _C	42
V.2.3	Calcul des réactions d'appuis sous la charge B _t	47
V.2.4	Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire M _{c120}	48
V.2.5	Calcul des réactions d'appuis sous la charge D ₂₄₀	44
VI.	les combinaisons de charges	49
	Conclusion.....	50
 Chapitre IV: Calcul des appuis		
I.	Introduction.....	51
II.	fonction des culée	52
III.	dimensions de la culée	52
IV.	Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	54
IV.1	Calcul des sollicitations permanentes sur la culée	54
IV.1.1	Poids propre du mur garde-grève	54
IV.1.2	Poids du corbeau	54
IV.1.3	Poids propre du sommier d'appui	54
IV.1.4	Poids propre du mur en retour	55
IV.1.5.	Poids de la semelle	55
IV.1.6	Poids de la dalle de transition	55

IV.1.7 Poids des terres	55
V. détermination des paramètres K_{ad} et θ prise en compte des séismes	56
VI. calcul de la poussée des terres	58
VI.1. La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)	58
VI.2. la poussée des terres sur la semelle	59
VI.3. Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normale et sismique)	59
VI.4. Calcul de la poussée des surcharges de remblai.....	59
VII. Evaluation des moments (stabilisants et renversants) sur la culée	60
VII.1. Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanentes ..	61
VII.2. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres	62
VII.3 valeurs des moments renversant dues aux surcharges de remblais	63
VII.4. Vérification de la stabilité	63
VII.4.1. Vérification de renversement	63
V.4.2. Vérification au glissement	64
Conclusion	64

Chapitre V: calcul des fondations

I. Introduction.....	65
II. Les différents types de fondations	65
II.1. Fondations superficielles	65
II.1.1 Définition d'une fondation superficielle	65
II.1.2 Les fondations profondes	67
III. Calcul des fondations superficielles	67
III.1 Calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle à partir des essais de laboratoire.....	67
III.2 Calcul de contrainte admissible à partir des essais pressiométriques	69
III.2.1 Calcul de la Pression limite nette équivalente P_{le}^*	69
III.2.2 Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e	69
III.2.3 Calcul du facteur de portance K_p	70
IV. Vérification de la contrainte	70
V. Estimation des tassements par la méthode pressiométrique.....	73
VI. Vérification de la capacité portante des pieux	75
VI.1 Calcul de la charge limite Q_1	77

VI.1.1 Charge limite de point Q_{pl}	77
VI.1.2 Calcule de la pression limite nette équivalente P_{te}^*	77
VI.1.3 Calcule de facteur du portance k_p	78
VI.2 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_{sl}	79
VI.2.1 Frottement latéral unitaire limite q_s	79
VI.3. Calcul la charge du fluage	80
VI.4 Calcul de la charge nominal Q_n	81
VI.5 Calcul le nombre du pieu	81
VI.6 Disposition des pieux	81
VI.7 Calcul des efforts repris par chaque pieu	81
VI.8 Vérification de l'efficacité du groupe du pieu.....	82
VI.9. Estimation de tassement du groupe des pieux	83
III.9.1. Tassement d'un groupe de pieux.....	84
Conclusion	85

Liste des figures

- Figure I. 1:** appui constitué de voiles et de colonnes
- Figure I. 2:** coupe longitudinale d'une culée
- Figure I. 3:** tablier en dalle sur appuis
- Figure I. 4:** pont a poutre
- Figure I. 5:** pont en arc
- Figure I. 6:** pont en câble
- Figure I. 7:** coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension
- Figure I. 8:** coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint
- Figure I. 9:** Poutre rectangulaire et poutre en I
- Figure I. 10 :** équilibre des terres sous la fondation.
- Figure I. 11 :** courbe pressiometrique
- Figure II. 1:** vue par satellite
- Figure II. 2:** vue en plan du l'ouvrage
- Figure II. 3:** Coupe longitudinal du l'ouvrage
- Figure II.4 :** coupe géologique
- Figure II.5:** Carotte issues des sondages 1 et 2
- Figure III. 1:** Coupe transversale d'une poutre
- Figure III. 2:** dimensionnement d'une poutre
- Figure III. 3:** dimensionnement d'une poutre
- Figure III. 4:** Vue Longitudinale
- Figure III. 5:** Vue transversale
- Figure III. 6:** Vue en plan
- Figure III. 7:** Système B_t .
- Figure III. 8:** Système B_r .
- Figure III. 9:** Système M_{c120}
- Figure III. 10:** Schéma statique du pont sous la charge permanente G
- Figure III. 11:** La travée sous la charge A(L)
- Figure III. 12:** Le schéma statique de la poutre sous la charge de trottoir S_t

Figure III. 13:Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence.

Figure III. 14:La travée sous la surcharge B_C

Figure III. 15:La travée sous la surcharge B_t .

Figure III. 16:La travée sous la surcharge M_{c120} .

Figure III. 17:La travée sous la surcharge M_{D240}

Figure IV. 1:Composantes d'une culée

Figure IV. 2:Dimensions du mur en retour.

Figure IV. 3:Dimensions de la dalle de transition

Figure IV. 4:Dimensions du corbeau

Figure IV. 5:Poussé des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle).

Figure IV. 6:Poussé des terres dûes aux surcharges de remblais.

Figure IV. 7:Moments stabilisant et moments renversant.

Figure V. 1:Fondation superficielle

Figure V. 2:Les différents types des fondations superficielles. (FRANC Roger).

Figure V. 3:Ancrage et caractéristiques de différentes couches de sol

Figure V. 4:Découpage du sol d'assise en tranches pour le calcul des tassements par la méthode pressiométrique

Figure V. 5:Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu

Figure V. 6:Coupe géologique

Figure V. 7:Vu en plan de la semelle

Figure V.8: Zone d'influence pour tassement ((a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé)

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Les avantages et inconvénients de béton précontraint

Tableau II. 1: Résultat des sondages carottés (SC1, SC2) [5]

Tableau II. 2: Résultats du sondage pressiométrique [5]

Tableau II. 3: Classification du sol d'après Ménard

Tableau II. 4: Classification du sol d'après Ménard

Tableau II. 5: Résultats obtenus dans les essais de laboratoire [5]

Tableau III. 1: Classification des ponts

Tableau III. 2: Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Tableau III. 3: Charge A (L) par voie

Tableau III. 4: Coefficient bc

Tableau III. 5: Charge (Bc) par voie.

Tableau III. 6: Charge (bt) par essieu

Tableau III. 7: Valeurs des réactions max sollicitant les deux culées.

Tableau III. 8: Combinaison des charges.

Tableau III. 9: Combinaisons maximales des réactions sous la culée

Tableau III. 10: Les valeurs des réactions d'appuis max sous les culées.

Tableau IV. 1: coefficients d'accélération de zone A.

Tableau IV. 2: valeurs de paramètres Kad et θ° .

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

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

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

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

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

Tableau IV. 8: Résultats des sollicitations sur la culée.

Tableau IV. 9: Vérification de renversement.

Tableau IV. 10: Vérification au glissement

Tableau V. 1: pression limite nette en fonction de la profondeur

Tableau V. 2: facteur de portance pressiometrique [10]

Tableau V. 3: Définition des catégories conventionnelles de sol [10]

Tableau V. 4: Valeurs du coefficient de forme λ_c et λ_d .

Tableau V. 5: Valeur du coefficient α selon Ménard

Tableau V. 6: les valeurs de coefficient de portance K_p

Tableau V. 7: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s

Introduction générale

Introduction générale

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

Depuis quelque dizaines d'années on utilise le béton précontraint pour l'exécution des ponts. Cette technique a pris rapidement une grande extension, car elle permet, de construire d'une façon assez économique des ouvrages minces dont les caractéristiques particulièrement bien adaptées à la réalisation de ponts routiers et autoroutiers.

Notre projet consiste à étudier les fondations d'un Pont à poutres en béton précontraint du PK 00+000 au PK 01+060 situé à Souk-El tenine (wilaya de Bejaia), il permet le franchissement de la route national RN9.

Notre étude se base principalement sur l'exploitation des résultats de l'étude géotechnique issus des essais de laboratoire et in situ.

Ce travail est divisé principalement en cinq chapitres :

Dans le premier chapitre, on a présenté des généralités sur les ponts, en particulier sur les ponts à poutres en béton précontraint. Dans le deuxième chapitre, on a présentée la reconnaissance géotechnique, il englobe les différents essais effectués au laboratoire et in situ ainsi que l'interprétation des résultats obtenus.

Dans le troisième chapitre, on a calculé les charges et les surcharges qui sont transmises par le tablier aux appuis. Ensuite, le quatrième chapitre est consacré à l'étude de la culée et la détermination des charges transmises aux sols de fondations. Enfin, on a présenté dans le dernier chapitre l'étude des fondations à partir des résultats d'essais de laboratoire et in situ.

Chapitre 1 :
Généralités sur les ponts et
méthodes de
dimensionnement des
fondations

I.1 Introduction

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacles naturel ou artificiel.

Depuis les années 50, suite au vaste programme de construction d'autoroute, le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution.

II. Définition et composants d'un pont [3]

Le terme pont désigne en général tout ouvrage permettant le franchissement en élévation d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, etc...) ou artificiel (route, chemin de fer, etc...).

Un pont se compose de trois parties qui sont :

- ✓ les fondations.
- ✓ les appuis.
- ✓ le tablier.

II.1 Les fondations [7]

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées, dont qu'à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations.

On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation

- des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $D/B < 4$
- des fondations semi-profondes (puits) lorsque $4 \leq D/B < 10$
- des fondations profondes (pieux) lorsque $D/B \geq 10$.

II.2 Les appuis [9]

Il existe deux types d'appuis: les appuis de rive ou culées et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

II.2.1. Les piles

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encasturé.

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur.

On peut classer en deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonnes).

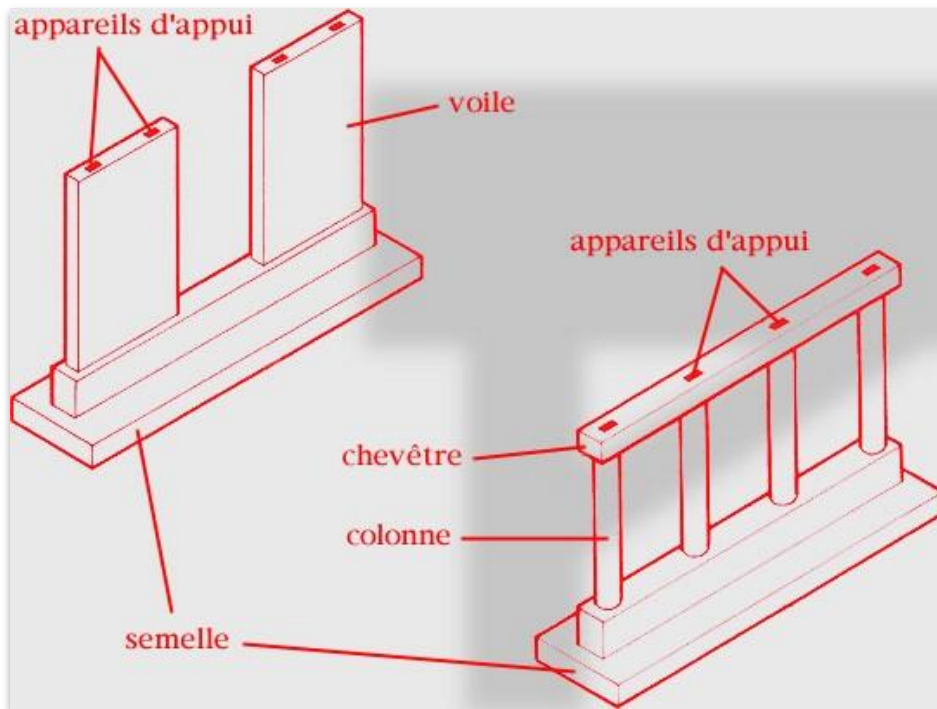


Figure I. 1: Appui constitué de voiles et de colonnes

II.2.2 Les culées

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 raisonnable sur abondant et des formes aussi simples que possible. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée ; une fonction mécanique et une fonction technique, Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- une bonne transmission au sol de fondation.
- la limitation des déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- la limitation des tassements.

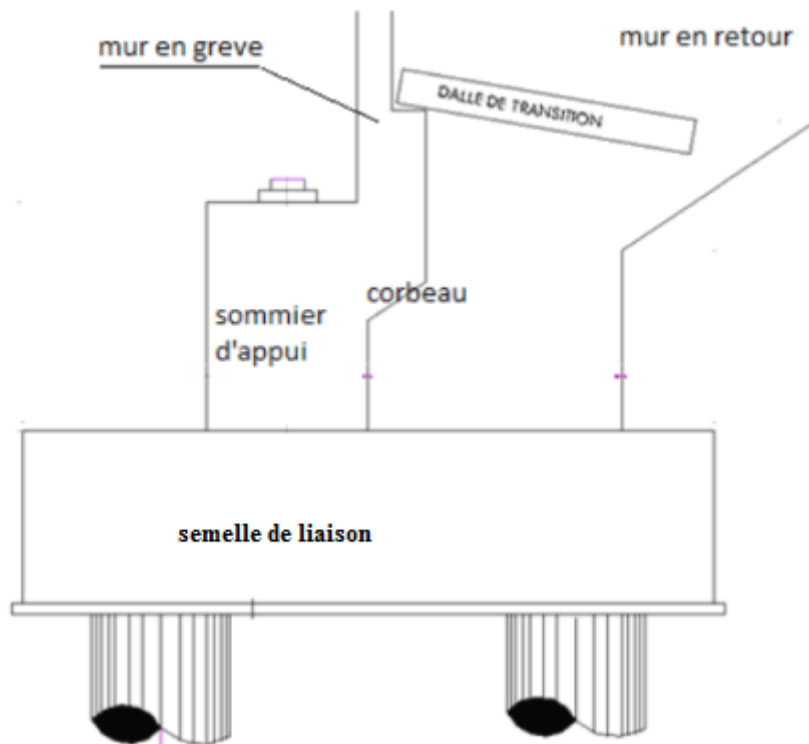


Figure I. 2: Coupe longitudinale d'une culée

II.2.3 Les appareils d'appuis

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton). on distingue :

- Les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques.
- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).
- Les appareils d'appui spéciaux ou à pot. Par le passé, il était fréquent de recourir à des appareils d'appui formés par une section rétrécie de béton traversée par des armatures passives (goujons) ils portaient le nom d'appui « Freyssinet » : la section rétrécie de béton se plastifiait sous l'effet des rotations du tablier.

III. Tablier

Le tablier est l'élément directement situé au-dessous de la voie de communication, et qui transmet les charges aux poutres principales solidarisiées entre elles par des poutres transversales ou entretoises qui leur sont disposées normalement,

il existe plusieurs type de tabliers :

- les tabliers en dalle
- les tabliers à poutres sous chaussée,

- les tabliers en caisson,
- les tabliers métalliques,
- les tabliers mixtes

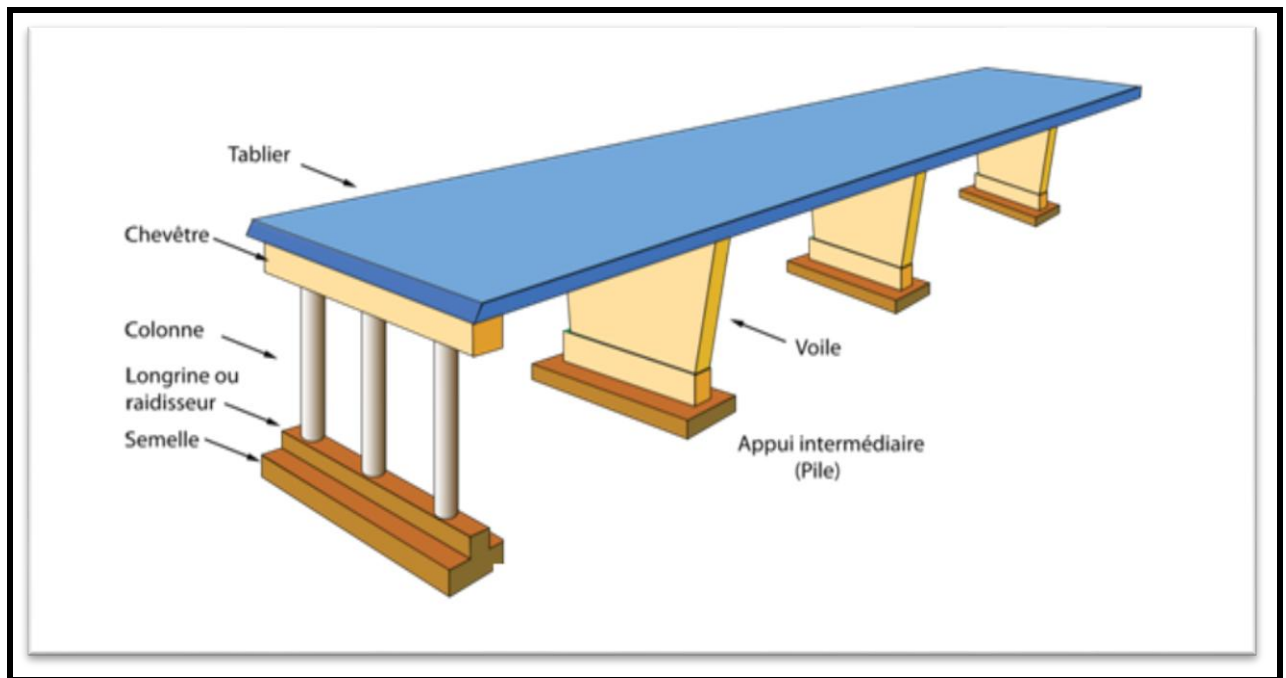


Figure I. 3: Tablier en dalle sur appuis.

III.1 Dalle

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

III.2. Entretoises

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles. Elles ont un double rôle: celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres. Les entretoises doivent être aussi raides que possible et assez nombreuses pour assurer la solidarité effective des poutres; il faut que leur nombre ne soit pas exagéré et leur poids aussi réduit que possible. Il y a donc deux impératifs contradictoires qu'il faut concilier.

III.3. Longerons

Les longerons, essentiellement utilisés dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises.

III.4 Poutre principale

Les efforts dus au poids propre (de la dalle et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis constitués par les culées. On distingue les poutres latérales et les poutres sous chaussée.

III.5 Contreventement

Le contreventement est constitué par une poutre croisée horizontale entre poutres latérales, le tout destiné à assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent.

IV. Classe et classification des ponts

IV.1 Classe des ponts

Le fascicule 62 titre II range les ponts routes en 3 classes en fonction de la largeur roulable et de la destination.

- ✓ Sont rangés en première classe :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m.

- ✓ Sont rangés en deuxième classe :

Les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50 m et 7 m valeurs limites exclues

- ✓ Sont rangés en troisième classe :

Les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50.

IV.2 classification des ponts

Les ponts sont classés d'après plusieurs critères :

IV.2.1 Classification suivant la fonction

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

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

IV.2.2 Suivant le fonctionnement mécanique

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

➤ les ponts à poutres

Un pont à poutre est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis

intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.



Figure I. 4: exemple pont à poutres

➤ **Les ponts en arc**

Ce sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques *ouverts* et les cadres fermés.



Figure I. 5: exemple pont en arc

➤ **Les ponts à câbles**

Ce sont tous les ponts portés par des câbles. Les charges verticales produisent des réactions inclinées divergentes. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent : les ponts à haubans et les ponts suspendus.



Figure I. 6: exemple pont en câbles.

IV.2.3 Classification suivant la voie considérée

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

- **Passage supérieur** si c'est la voie franchie qui est considérée.
- **Passage inférieur** si c'est la voie portée qui est considérée.

IV.2.4 Classification suivant la mobilité

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

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

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

IV.2.5 Classification suivant les matériaux de construction

- Pont en béton armé.
- Pont en bois.
- Pont pierre.
- Pont métallique.
- Pont mixte.
- Pont en béton précontraint.

Dans notre projet nous nous intéressons au pont à poutres en béton précontraint.

V. Les ponts en béton précontraint [1]

V.1. Définition de la précontrainte

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50 m. D'où son utilisation fréquente dans les poutres.

V.2. Méthodes de précontrainte

V.2.1 Méthode de poste-tension

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

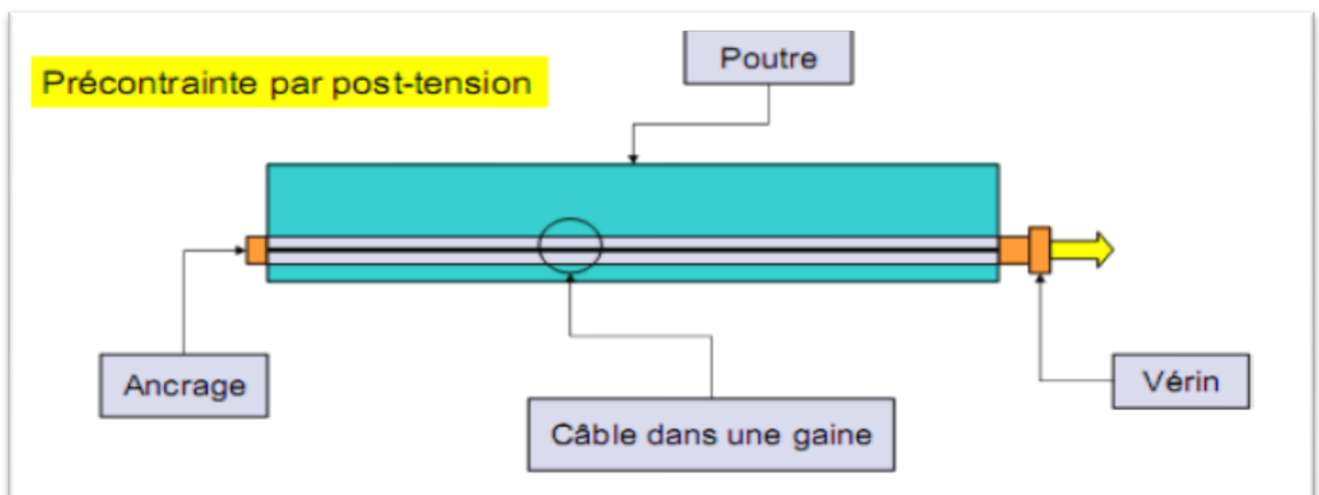


Figure I. 7: coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension [4]

V.2.2 Méthode de pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

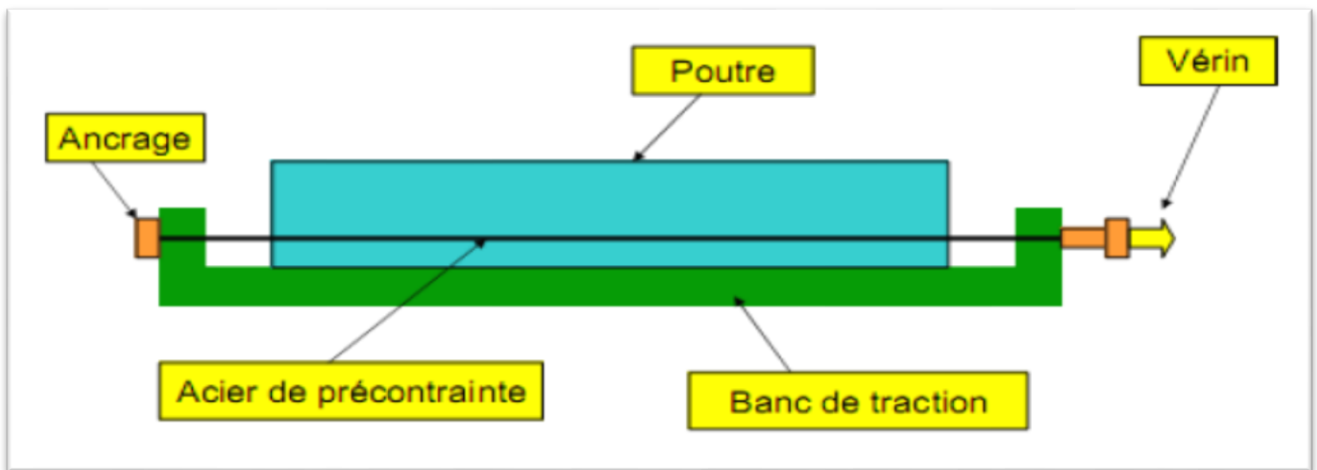


Figure I. 8: coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint [1]

V.3. Les avantages et inconvénients du béton précontraint

Les avantages et inconvénients du béton précontraint sont montrés dans le tableau I.1 :

Tableau I. 1: Les avantages et inconvénients de béton précontraint [1]

Avantages	inconvénients
- Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages. - Possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé. - Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.	- Nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours . - L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décintre ou décoffrer. - Nécessaire pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

V.4. Types de pont en béton précontraint

V.4.1. Les ponts à poutre en B.P

Les poutres sont précontraintes par câbles ou par fils adhérents (post-tension ou pré-tention)

V.4.2. Les ponts dalles en précontrainte

La dalle précontrainte est réservée essentiellement pour les passages supérieurs et inférieurs autoroutiers.

VI. Différents types de poutres

Deux types de section de poutres sont le plus couramment utilisés :

- les poutres de section rectangulaire (de largeur comprise entre 25 et 40 cm et de hauteur 30 à 80 cm) pour des ouvrages de portées allant jusqu'à 15 m à 20 m avec des bétons à hautes performances (BHP) ;
- les poutres de section en I avec ou sans blochet (section rectangulaire au voisinage des extrémités) pour des portées allant jusqu'à 35 m (largeur des âmes comprises entre 15 et 20 cm et hauteur des poutres 70 à 150cm).

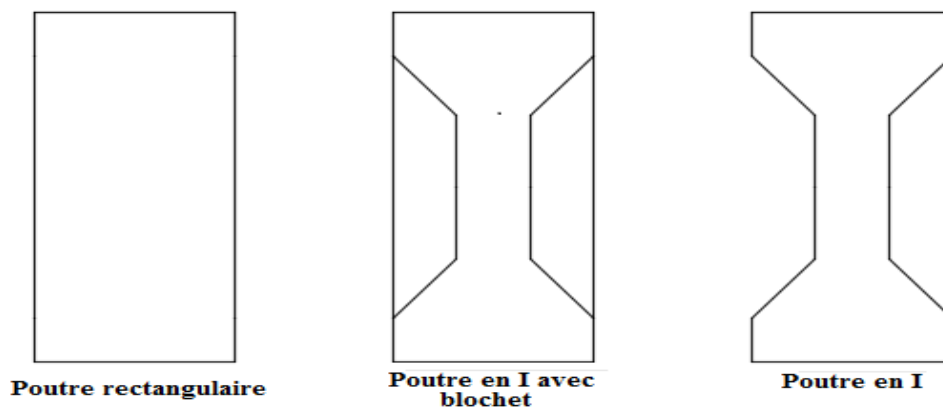


Figure I. 9: Poutre rectangulaire et poutre en I

VII. Les différents efforts agissant sur les ponts

D'après le fascicule 61 titre II l'ouvrage doit résister aux efforts qui lui sont appliqués :

VII.1 charges verticales

- la charge permanente : poids propre de la structure en béton armé ou précontrainte.
- la charge complémentaire permanente : contient le revêtement, le trottoir et la corniche.

VII.2 surcharges routières

- **La surcharge de type A(I)** : le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée.

- **Système B :**

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

- ✓ Sous système B_c : se compose de camions types (30T).
- ✓ Sous système B_t : se compose d'une roue isolée.
- ✓ Sous système B_r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

- **Les surcharges militaires :**

Ce sont les véhicules de type M_{c120} qui ont un poids total 110t et de longueur 6.10m et une largeur d'une chenille de 1.00m.

- **Les surcharges exceptionnelles :**

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

VIII. Méthodes dimensionnements des fondations

VIII.1 Notion de capacité portante et de tassement

La capacité portante et le tassement constituent deux éléments importants à considérer lors du dimensionnement d'une fondation. Lors du dimensionnement, l'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol support peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat est concluant, il doit alors s'assurer que son tassement (déformation verticale à la surface) est dans les limites admissibles.

La capacité portante d'un sol est définie comme la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surfaces de glissement dans le sol.

VIII.2 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Deux méthodes sont développées dans ce qui suit: les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement « $C-\phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite P_l du pressiomètre Ménard.

VIII.2.1 Méthodes de calcul de la capacité portante

VIII.2.1.1 Méthode de calcul « C-φ »

Nous allons déterminer la capacité portante par l'étude le plus simple, celui d'une semelle filante de largeur B reposant sur un massif homogène horizontal. On supposera, de plus, que la charge Q qui agit sur la fondation est verticale constante et s'exerce dans l'axe de la semelle. La fondation est enterrée dans le massif à une profondeur D. On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur Q pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation.

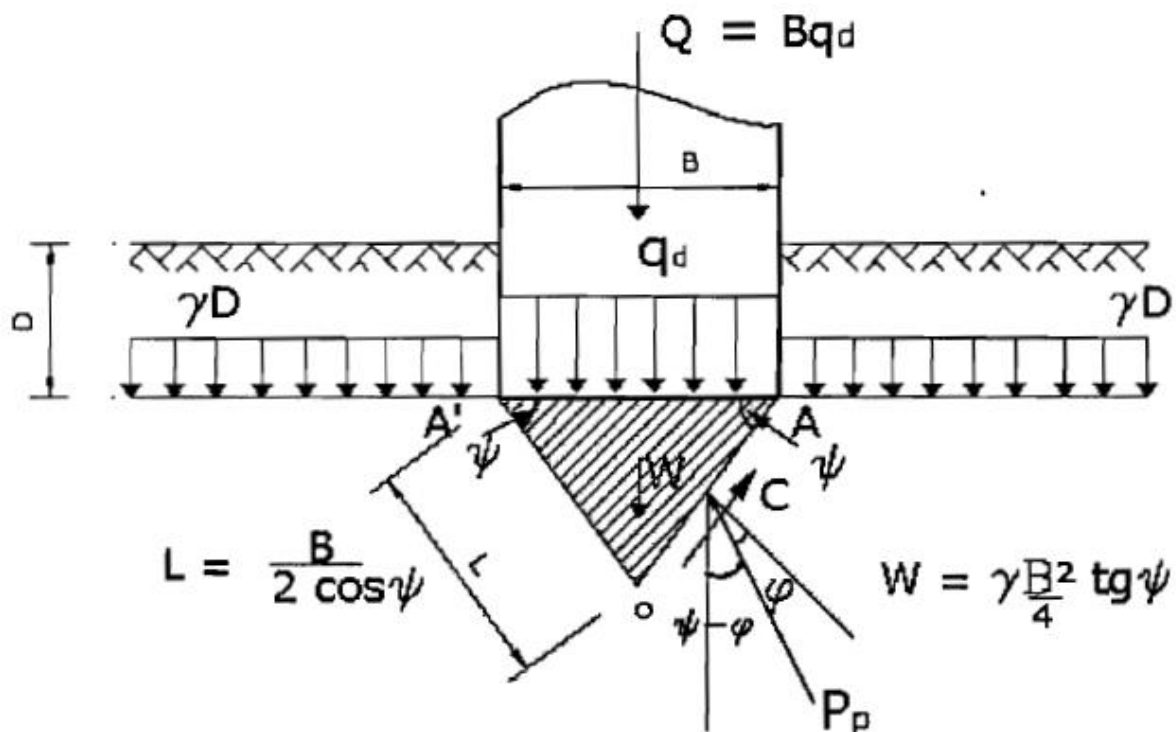


Figure 10 : équilibre des terres sous la fondation.

L'expression de la capacité portante ultime q_l :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + N_q (D \gamma_2 + q) S_q$$

Avec:

q_l : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

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

q : surcharge verticale appliquée en surface.

γ_2 : poids volumique du remblai.

B : largeur de la semelle.

N_γ , N_C , N_q : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation.

C : cohésion du sol sous la base de la fondation.

S_γ , S_q , S_c : sont les coefficients de forme de la fondation.

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

Pour limiter les tassements a des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de q_1 un coefficient de sécurité noté F et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation.

D'après le Fascicule N°62 - Titre V, $F = 2$ à l'ELU et $F = 3$ à l'ELS

On définit une contrainte admissible q_{adm} qui sera comparée à la contrainte appliquée q , résultant de la descente de charge.

$$q_{adm} = \frac{1}{F} (q_u - q_0) + q_0$$

$$q_0 = \sum \gamma_i \times h_i.$$

q_{adm} : la contrainte admissible.

q_u : la contrainte ultime de rupture du sol.

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

VIII.2.1.2 Méthode du pénétromètre dynamique

a) Définition et principe de l'essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique permet de déterminer directement la résistance limite appelée résistance dynamique à la pointe d'un sol.

Les pénétromètres se subdivisent en pénétromètres dynamiques (enfoncés dans le terrain par battage) et les pénétromètres statiques (appelés quasi-statiques par certains auteurs), qui sont vérinés dans les terrains à vitesse lente et régulière. Nous étudierons seulement l'essai de pénétration dynamique qui est le plus courant dans notre environnement.

L'essai est conçu à l'origine pour les sols pulvérulents ou à faible cohésion dans lesquels il est difficile de prélever des échantillons intacts.

Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés

pour résoudre les problèmes suivants: contrôle de l'homogénéité d'un site; détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ; localisation des cavités ou autres discontinuités ; reconnaissance du niveau du toit du rocher.

Le sondage au pénétromètre dynamique consiste à :

- Enfoncer le sol par battage de manière continue un train de tige muni en partie inférieure d'une pointe débordante.
- Noter le nombre de coups de nécessaire (N_{d20}) pour un enfoncement permanent de la pointe de 20 cm.
- Vérifier l'importance des efforts parasites éventuels sur le train de tige.

b) Calcul de la résistance dynamique de pointe q_d

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

$$q_d = \left(\frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot e} * \frac{m}{m + m'} \right)$$

q_d = résistance dynamique à la pointe en Pascal (Pa = N/m²)

m = masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante).

g = accélération de la pesanteur en m/s²

H = la hauteur de chute libre du mouton en mètre

A = l'aire de la section droite de la pointe en m²

e = l'enfoncement correspondant au nombre de coups N , en mètre (en général e est constant et égal à 0.20 m)

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

Les résultats de l'essai sont représentés sur un graphique avec échelles arithmétiques donnant en fonction de la profondeur la résistance dynamique de pointe q_d .

L'essai est réalisé à plusieurs endroits et la résistance minimale est retenue pour une même profondeur.

A partir de cet instant, on peut prendre approximativement comme contrainte admissible du sol:

$$q_{ad} = \frac{q_d}{20}$$

Cependant il est plus judicieux de comparer cette valeur de q_{ad} aux valeurs des autres essais qui sont plus précis comme le pressiomètre Ménard ou le pénétromètre statique.

VIII.3 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES

VIII.3.1 méthode de pressiomètre Menard

a) Définition de l'essai

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage réalisé.

Le pressiomètre comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle « contrôleur pression volume ».

La sonde est constituée d'un ensemble de trois cellules, cellule de mesure et deux cellules de garde.

Seul la cellule centrale sert à la mesure, les deux cellules de gardes ont pour seul but de créer un champ de contrainte bidimensionnel sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.

L'essai est réalisé à chaque profondeur désirée, en général de mètre en mètre, l'essai consiste à appliquer une pression radiale croissante par paliers successifs.

À chaque palier de chargement, la pression est maintenue constante et le volume d'eau injectée dans la sonde est mesuré à 15, 30 et 60 secondes, on utilise les valeurs à 60s pour tracer la courbe pressiométrique.

La courbe pressiométrique comprend trois domaines :

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage
- Le second correspond au domaine pseudo-élastique : dans ce domaine la relation volume pression est linéaire, elle peut être représentée par le module pressiométrique Ménard E_m défini par la formule : $E_M = K \frac{\Delta p}{\Delta v}$

K : est un coefficient qui dépend du type de sonde utilisée et de la valeur du volume moyen V_m de la phase pseudo-élastique.

Δp : palier de pression appliquée à la sonde.

Δv : augmentation de volume de la sonde.

- Le troisième est le domaine plastique.

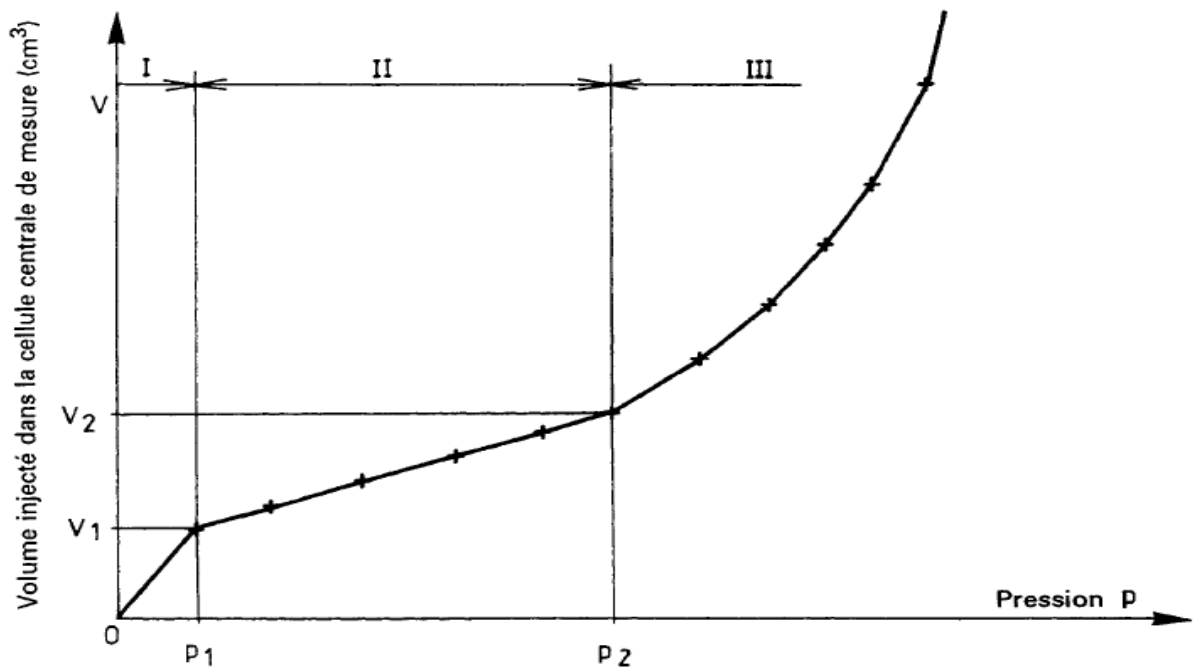


Figure 11 : courbe pressiometrique.

L'essai pressiometrique à trois objectifs :

- Détermination de la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite.
- Calcul des tassements.
- Connaître les différentes couches de terrain.

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale Q_l qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale q_l sera la charge par unité de surface, encore appelée pression. Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite Q_l supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe Q_{pl} et la résistance au frottement Q_{sl} .

Pour la détermination de la charge portante totale Q_l du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe Q_{pl} qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral Q_{sl} qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain.

En général le terme Q_{pl} est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme Q_{sl} qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale Q_{pl} .

La résistance à la pointe Q_{pl} et le frottement latéral Q_{sl} se calculent à partir des pressions limites mesurées au pressiomètre.

$$\text{Avec : } Q_t = Q_{pl} + Q_{sl}$$

VIII.3.1 Calcul du terme de pointe Q_{pl} :

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite P_{le} de l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p = k_p \times P_{le}^* \times A_p$$

VIII.3.2 Calcul du frottement latéral Q_{sl}

Le frottement latéral unitaire q_s est obtenu directement sous forme d'abaques à partir de la pression limite P_l mesurée au pressiomètre et du type de sol.

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz = P \times \Sigma q_s \times h_i$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents types de ponts ainsi que leurs composants et les différentes méthodes de dimensionnement des fondations pour déterminer leur capacité portante, et on s'est intéressé en particulier aux ponts à poutres en béton précontraint puisque notre étude portera sur ce type de pont.

Chapitre 2 : présentation de l'ouvrage et reconnaissance géotechnique

I. Introduction

Dans le cadre de l'étude de l'aménagement en 2 voies entre Souk El Tennine et limite de la wilaya de Bejaia , lot n°1 Souk El Tennine - Darguina allant du PK 00+000, repère du projet (Entrée du village de Souk El Tennine) jusqu'au PK 01 + 060. L'un des objectifs principaux de la présente étude est de désengorger la circulation de la RN-09 et d'assurer la fluidité du trafic, dont souffrent les localités de la région qui est actuellement en saturation, vu l'étroitesse de son principal axe routier, l'importance capital qui relie Bejaia à l'Est du pays et son trafic qui est en croissance permanente.

La reconnaissance géotechnique au droit des ouvrages d'Arts consiste à définir la nature et la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques de point de vue assise et mode de fondation.

II. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont à poutres en béton précontraint situé au niveau de l'échangeur 01, de l'entrée du village de Souk el Tenine, il est orienté NE-SW. du PK 00+000, repère du projet (Entrée jusqu'au PK 01 +060. Ce pont, d'une longueur de 45m permettra de franchir la route nationale N09.



Figure II. 1:vue par satellite (Google earth)

III. Données fonctionnelles

III.1 Tracé en plan

Le pont constitué d'une seule travée de longueur 33.40m, comporte sept poutres en béton précontraint posées sur deux culées.

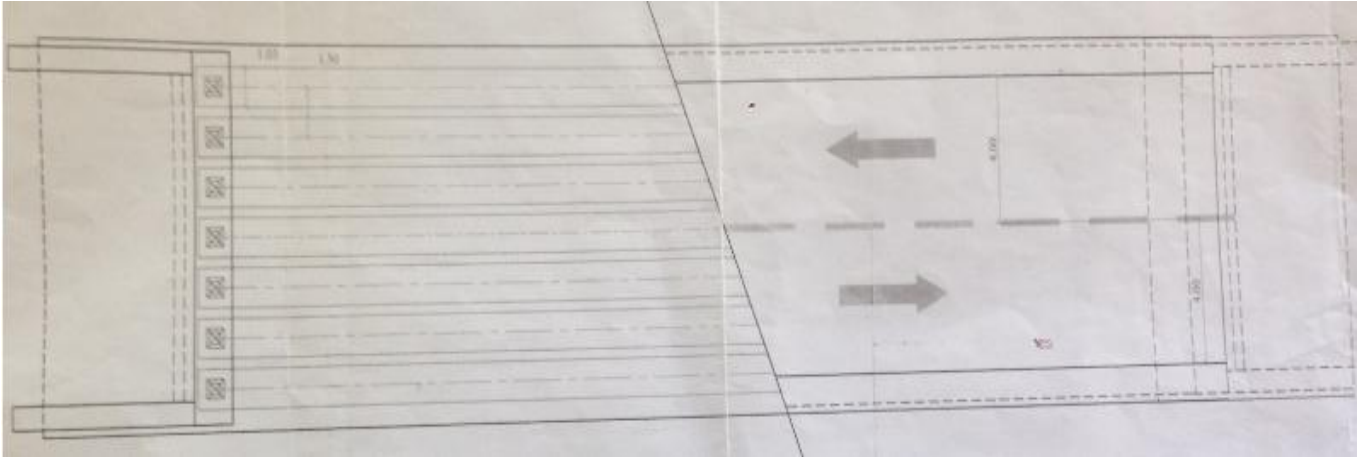


Figure II. 2:vue en plan de l'ouvrage

III.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage définissant en élévation le tracé en plan.

Le pont repose sur deux culées et vue la portée de l'ouvrage qui est petite, on n'a pas d'appuis intermédiaires (pile).

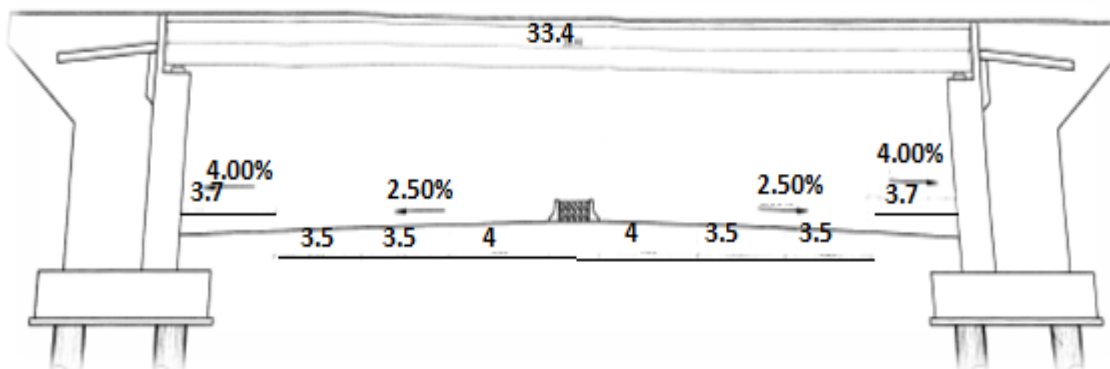


Figure II. 3:Coupe longitudinale de l'ouvrage

III.3 Profil en travers

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Pour notre cas l'ouvrage est constitué de deux voies de circulation est caractérisée par :

- La largeur d'une voie : 4m.
- Largeur du trottoir : 0.8m
- le dévers (pente) 0%.
- La largeur totale du tablier : 10 m
- Nombre de voies de circulation : 2

IV. Les données géomorphologies et géotechniques [5]

IV.1 Topographie

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc. aussi il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer le mouvement des terre et choisir les emplacements adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

IV.2 Données géotechniques

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement, elles conditionnent le type des fondations des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possible sur le terrain naturel.

IV.3 Données sismologiques

Notre ouvrage se situe au village de Souk el tenine (wilaya de Bejaia), qui est classé par le règlement parasismique Algérien (RPOA) en zone II-a (zone de moyenne sismicité).

V. Reconnaissance des sols

V.1 Organisation

L'étude de reconnaissance du sol d'assise de notre ouvrage comporte:

- Deux (02) sondages carottés de 20m de profondeur réalisés au niveau des deux culées dans le but de:
 - Déterminer la nature du sous-sol,
 - Visualiser l'homogénéité du terrain
 - Prélever des échantillons pour la réalisation des essais au laboratoire.
- Un (01) essai pressiométrique de 20 m de profondeur au niveau de la culée N01 dans le but de mesurer les paramètres suivants :

- La Pression de fluage P_f ;
- La Pression limite P_l ,
- Le Module pressiométrique E_M .

	couverture végétale	
	Argile limono-sableuses	$\gamma_d=1.55t/m^3$ $\gamma_h= 1.89t/m^3$
	sables limoneux légèrement argileux avec passage de graviers et galets	$c=0.2 \ \phi=10.87$
	Sables moyens a grossiers avec passages de graviers et galets	

Figure II.4 : coupe géologique

Tableau II. 1: Résultat des sondages carottés (SC1, SC2) [5]

Numéros de sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC1 (coté aval)	0,00-0,30	Couverture végétale.
	0,30-2,50	Argiles limono-sableuses.
	2,50-12,00	Sables limoneux légèrement argileux avec passages de graviers et galets.
	12,00-20,00	Sables moyens à grossiers avec passages de graviers et galets.
SC2 (coté amont)	0,00-0,20	Couverture végétale
	0,20-3,00	Argiles limono-sableuses.
	3,00-16,00	Sables limoneux légèrement argileux avec passages de graviers et galets.
	16,00-17,00	passages graveleux et galets.
	17,00-20,00	Sables moyens à grossiers.



Figure II.5:Carottes issues des sondages 1 et 2 [5]

L'exploitation des coupes de sondages carottes montrent que le sous-sol du site est constitué par une couche d'argile limono-sableuse et des sables limoneux légèrement argileux avec passages de graviers et galets reposant sur une couche de sable moyen à grossier avec passages de graviers.

Les deux sondages carottés révèlent pratiquement une lithologie identique.

- **Sondage pressiométrique**

Un sondage pressiométrique de 20 mètre de profondeur a été effectué au droit de l'appui de l'ouvrage. Les mesures sont réalisées avec un pas de 2 m. Le nombre d'essais est insuffisant pour le dimensionnement des fondations du pont, car il faut au minimum un essai au niveau de chaque appui, mais vue homogénéité de sol que révèle les deux sondages carottés, le laboratoire a effectué un seul essai.

Les valeurs de la pression limite et du module pressiométrique sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 2:Résultats du sondage pressiométrique [5]

Paramètres de l'essai	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
E_M (Bars)	23,4	40,78	55,59	82,15	154,07	104,37	86,42	79,48	78,63	95,78
P_1 (Bars)	6,93	7,79	8,79	9,73	11,72	17,72	20,79	16,33	20,23	22,22
E_M/P_1	3,38	5,23	6,32	8,44	13,14	5,89	4,15	4,87	3,89	4,31
P_1^* (Bars)	6,83	7,59	8,49	9,33	11,32	17,12	20,09	15,53	19,33	21,22
P_0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,4	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
P_f (Bars)	4,15	2,82	2,64	2,55	3,54	3,54	3,86	4,44	5,46	4,48

Les résultats du tableau précédant montrent des pressions limites et des modules pressiométriques

faibles en surface puis ils augmentent légèrement en profondeur.

Tableau II. 3: Classification du sol d'après Ménard

Rapport ($\frac{E_M}{P_L - P_0}$)	Nature du sol
$\frac{E_M}{P_L - P_0} < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < \frac{E_M}{P_L - P_0} < 8$	Argile sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{E_M}{P_L - P_0} < 12$	Argile normalement consolidée
$12 < \frac{E_M}{P_L - P_0} < 15$	Argile légèrement surconsolidée
$\frac{E_M}{P_L - P_0} > 15$	Argile fortement surconsolidée

Tableau II. 4: Classification du sol d'après Ménard

Profondeur	E_M/P_1	Classification
2	3.38	Argile remaniée et triturée
4	5.23	Argile sous consolidée ou légèrement remaniée
6	6.32	Argile sous consolidée ou légèrement remaniée
8	8.44	Argile normalement consolidée
10	13.14	Argile légèrement sur consolidée
12	5.89	Argile sous consolidée ou légèrement remaniée
14	4.15	Argile remaniée et triturée
16	4.87	Argile remaniée et triturée
18	3.89	Argile remaniée et triturée
20	4.31	Argile remaniée et triturée

Interprétation des résultats

D'après Ménard on peut classer le terrain étudié :

0m-2m : Argile remaniée et triturée

10m-12m : Argile sous consolidée

2m-6m : Argile sous consolidées

12m-20m : Argile remaniée et triturée

6m-8m : Argile normalement consolidée

8m-10m : Argile normalement consolidée

VI. ESSAIS AU LABORATOIRE [5]

VI.1 Organisation

Les prélèvements d'échantillons à partir des deux sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire suivants:

- Analyse granulométriqueNF P94-056
- Mesure des teneurs en eauNF P94-065
- Mesure des masses volumiques.....NF P94-064
- Limites d'Atterberg.....NF P94-051
- Essais de cisaillement à la boîte de casagrande.....NF P94-202
- Analyse chimique sommaire NF P18-011

VI.1.1 Les Essais mécaniques

VI.1.1.1 cisaillement à la boîte de Casagrande

Permet à déterminer la résistance au cisaillement de sol, caractérisé par la cohésion C et l'angle de frottement φ . L'essai consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol. Puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture. La courbe s'obtient directement en reportant les couples (σ, τ) ; ou σ : est la contrainte de rupture, et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture, 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 et par définition l'angle de frottement interne du sol. L'essai peut être drainé ou non drainé.

Les résultats obtenus pour les différents essais de laboratoire sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II. 5: Résultats des essais de laboratoire [5]

Sondages	SC1		SC14
	2.5 -3.00m	3.5-4.0m	2.5 -3.30m
Teneur /Eau $W_n\%$	21.50	23.40	39.64
Densité Sèche $\gamma_d(T/M^3)$	1.55	1.52	1.34
Densité Humide $\gamma_h (T/M^3)$	1.89	1.88	1.87
Degré De Saturation %	79.62	83.57	100

Granularite Et Sédimentométrie % Tamisat	2mm	/	/	99
	80μ	/	/	78
Limites d'atterberg	WL	/	/	48.64
	WP	/	/	25.86
	IP	/	/	22.78
Cisaillement à la Boite	C_{UU} bars	0.2	/	0.27
	φ_{UU}°	10.87		11.28
Teneur exprimé en % par rapport au mat . sec	Insolubles	66.75	/	69.70
	carbonates	23.60	/	28.40
	gypse	Néant	/	Néant
Teneurs en anions de sulfate	SO_4^-	Néant	/	Néant

Les essais ont porté sur les formations argilo- limono-sableuses.

Les analyses granulométriques indiquent un sol fin, car plus de 50% des éléments passent au tamis 80μ.

Les teneurs en eau sont moyennes à élevées de l'ordre de 21.50 à 39.60 %.

- Les masses volumiques sèches sont faibles.
- Les masses volumiques humides sont légèrement moyennes.
- Ces sols sont saturés ou tendent vers la saturation.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs suivantes :

$$0,2 \leq C_{uu} \leq 0,27 \text{ bars.}$$

$$10.87^{\circ} \leq \varphi_{uu} \leq 11,28^{\circ}.$$

- Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations.

Conclusion

D'après les sondages carottés exécutés, le sous-sol de site est constitué par une couche d'argile limono-sableuse et des sables limoneux légèrement argileux avec passages de graviers et galets reposant sur une couche de sable moyens à grossiers avec passage de graviers.

L'essai pressiometrique a enregistré des valeurs de pressions limite et modules pressiometrique faibles et augmentent légèrement en profondeur.

Chapitre 3 :

pré-dimensionnement des
éléments du tablier et calcul
des charges et surcharges

I. Introduction

Dans ce chapitre, on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

II. Dimensionnement des éléments du tablier [2]

II.1 Pré dimensionnement des poutres en béton précontraint

Une fois le choix du type d'ouvrage est fait, on procède au pré dimensionnement de ses éléments porteurs.

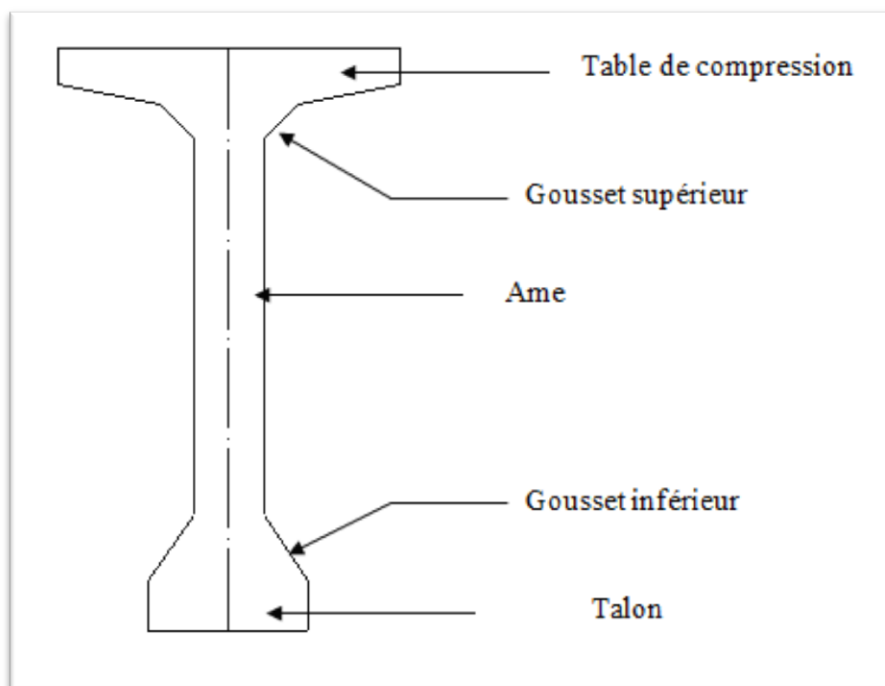


Figure III. 1: Coupe transversale d'une poutre

a. Entraxe « d » entre deux poutres :

$$0,9 \leq d \leq 1,5 \text{ m}$$

On prend $d = 1,3\text{m}$.

b. Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante:

$$N = (L_a / d) + 1$$

Avec :

L_a : entraxe entre les poutres des deux extrémités $L_a = 7.8\text{m}$

$d = 1,3\text{m}$

$$N = 7.8 / 1,3 + 1 = 7 \text{ poutres}$$

$$\mathbf{N = 7 \text{ poutres.}}$$

c. Hauteur des poutres :

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

La hauteur de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0,2 \leq H_t \leq \frac{L}{20} + 0,5$$

Avec :

L : distance entre axe des appuis de la travée.

Pour L = 32,40m.

$$\text{On a: } 1,42 \leq H_t \leq 2,12$$

On prend : $H_t = 1,50 \text{ m}$.

d. Le Talon :

Il constitue la partie inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane, il est dimensionné de façon à ce que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur « b_t » est comprise entre 40 et 70 cm ; on prend $b_t = 47 \text{ cm}$.

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10 et 20 cm, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, on prend $h_t = 15 \text{ cm}$.

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \text{tg} \varphi = \frac{2h_g}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

h_g : hauteur du gousset.

$$\text{On aura alors : } \frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{b_t - b_0}{2}$$

$$b_t = 47 \text{ cm}$$

$$b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 6,00 \leq h_g \leq 9,00$$

On prend : $h_g = 20 \text{ cm}$ en section médiane.

$h_g = 9 \text{ cm}$ en section d'about.

e. Table de compression

La largeur « b » de la table de compression doit être suffisante pour empêcher le déversement latéral. Elle est calculée comme suit :

$$0,6 H_t \leq b \leq 0,7 H_t \quad \text{avec : } H_t = 150 \text{ cm.}$$

Donc :

$$90 \leq b \leq 105.$$

On prend $b = 103 \text{ cm}$.

Son épaisseur est de 11 cm, pour assurer la bonne mise en place des armatures passives, les goussets supérieurs sont de l'ordre de (31 cm x 6 cm), (10 cm x 10 cm) pour la section médiane et de (31 cm x 6 cm), (3 cm x 3 cm) pour la section d'about. (Figure III.2).

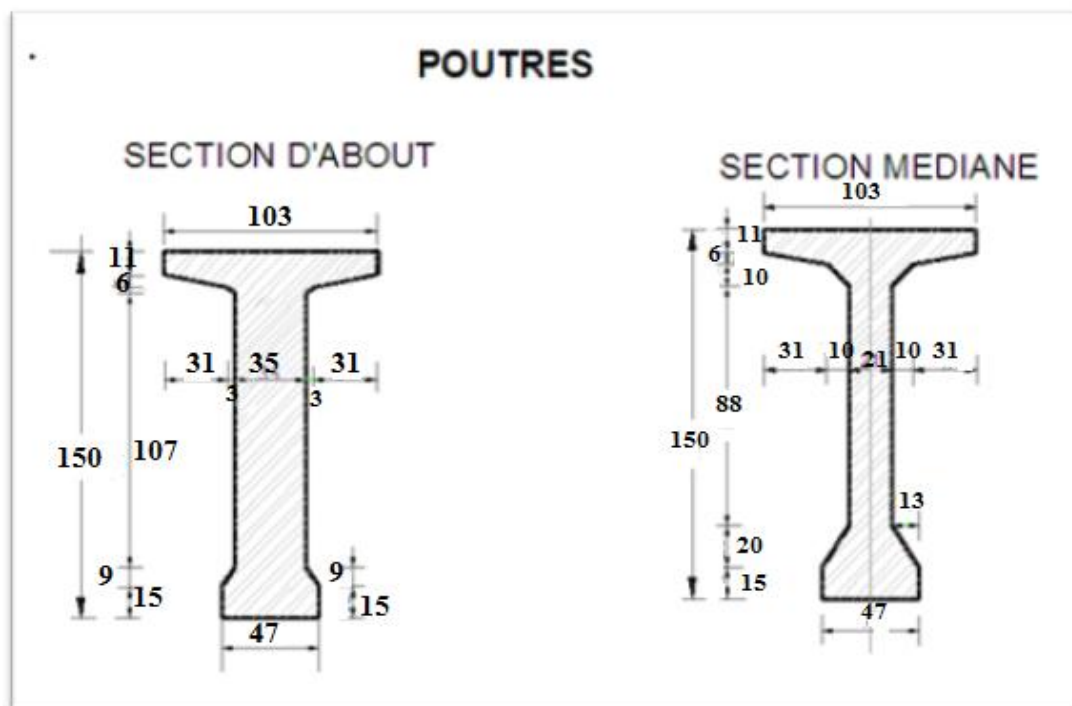


Figure III. 2: dimensionnement des poutres d'about et médiane.

f. Epaisseur de l'âme b_0 :

- Section médiane

L'épaisseur de l'âme doit assurer la bonne mise en place du béton. Cette épaisseur doit vérifier la condition suivante :

$$b_0 \geq \frac{H_t}{36} + 6 + \varnothing_{ext. \text{ gaine}}$$

Pour $H_t = 150$ cm

$\varnothing_{ext. \text{ gaine}} = 8,00$ cm

On aura : $b_0 \geq 18.16$ cm

On prend: $b_0 = 21$ cm.

- Section d'about

L'épaisseur de l'âme est imposée par les plaques de répartition sur lesquelles s'appuie le socle du vérin, lors de la mise en tension des câbles, et être suffisante pour reprendre l'effort tranchant maximum. Elle doit vérifier la condition :

$$b_0 \geq a+10$$

Avec :

a : largeur de la plaque d'ancrage.

a = 20 cm, $\Rightarrow b_0 \geq 30$ cm, on prend **b₀ = 35 cm.**

II.2. Pré dimensionnement de la dalle

a. Longueur de la dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à l'élanement des poutres.

Donc : $L_d = 33.4$ m.

b. Largeur de la dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la largeur de la chaussée roulable L_r plus la largeur des deux trottoirs : $L_d = L_r + 2 L_{trot}$

Avec $L_r = 8$ m et $L_{trot} = 0.80$ m.

Donc : $L_d = 8 + (2 * 0.80) = 9.60$ m.

c. Epaisseur de la dalle

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'entre axes des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour reprendre mieux les efforts de flexion longitudinale l'épaisseur de la dalle est :

$$h \geq d/15$$

Pour notre cas l'espacement entre axes des poutres est 1,3m.

Donc, $h \geq 8.667$ cm,

On prend **h = 25 cm.**

d. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une route national ; la largeur des trottoirs sera donc : $L_t = 0.80$ m.

e. Les corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement des eaux de pluie sur les parements de la structure porteuse, En Algérie, on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqués permettant d'améliorer l'esthétique des ouvrages, et ceci de plusieurs manières :

- Par des effets de forme et de proportion.
- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En rattrapant les irrégularités éventuelles de la structure porteuse car son exécution est faite dans des meilleures conditions : soins, délais... etc.

La corniche joue également d'autres fonctions indépendante de l'esthétique : Scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir.

f. **Les glissières de sécurité**

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

g. **Les garde-corps**

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les piétons sur les trottoirs et les véhicules qui roulent sur le pont; les garde-corps ont aussi une fonction esthétique.

III. Calcul des charges

L'ouvrage doit résister aux efforts qui lui sont appliqués :

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

III.1. Calcul des charges permanentes (CP)

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

III.1.1 Le poids propre de la poutre

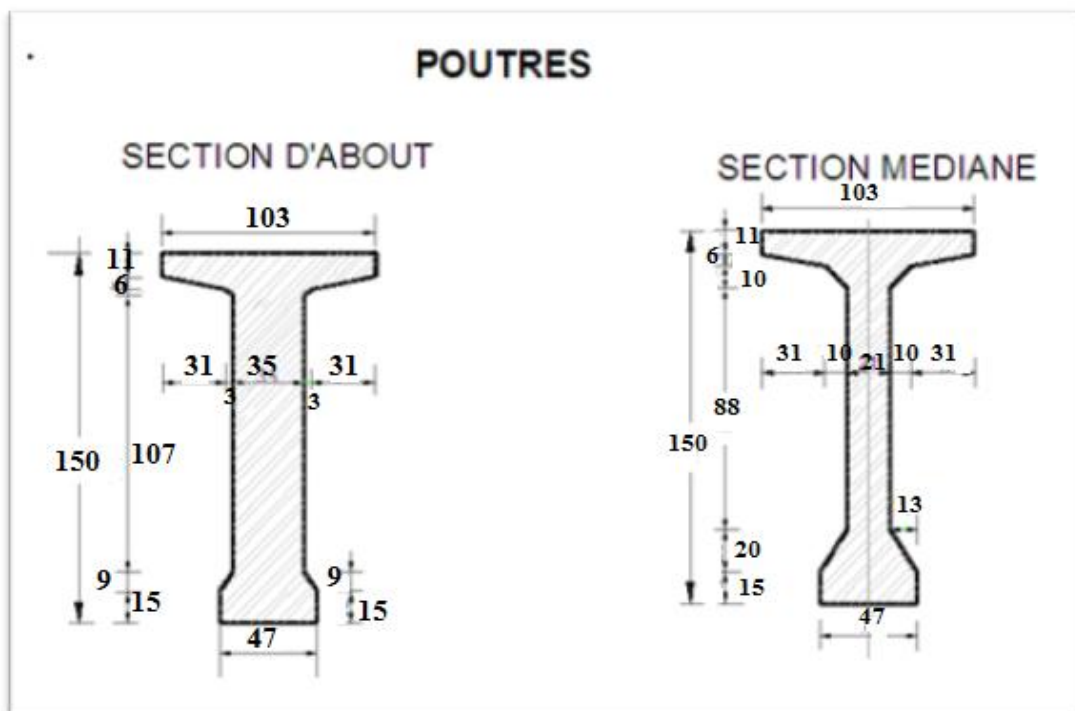


Figure III. 3:dimensionnement d'une poutre

Le poids total de la poutre est donné par :

$$P_{\text{poutre}} = [(P_1 + P_2)/2] \times l$$

$$P_1 = (S_1 \times l/2) \times \gamma_b$$

$$P_2 = (S_2 \times l/2) \times \gamma_b$$

Tels que :

S_1 : section de la coupe d'about.

S_2 : section de la coupe médiane.

γ_b : poids propre du béton ($\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$).

- **Calcul de S_1 :**

$$S_1 = [(11 \times 103) + (31 \times 6) + (3 \times 3) + (139 \times 3) + (6 \times 9) + (6 \times 15 \times 2) + (3 \times 6 \times 2)] \times 10^{-4} = \mathbf{0.6463 \text{ m}^2}$$

- **Calcul de S_2 :**

$$s_2 = [(11 \times 103) + (31 \times 6) + (10 \times 10) + (21 \times 139) + (13 \times 15 \times 2) + (10 \times 6 \times 2) + (13 \times 20)] 10^{-4} = \mathbf{0.5108 m^2}$$

- **Calcul du poids propre :**

$$P_1 = 0.6463 \times 2.5 \times (33.4/2) = \mathbf{26.98 t.}$$

$$P_2 = 0.5108 \times 2.5 \times (33.4/2) = \mathbf{21.325 t.}$$

$$P_{\text{poutre}} = [(P_1 + P_2)/2] \times 2 = \mathbf{48.31 t.}$$

Le poids total des sept poutres

$$P_{7 \text{ poutres}} = 48.31 \times 7 = \mathbf{338.17 t.}$$

$$P_{7 \text{ poutres}} = 338.17 / 33.4 = \mathbf{10.125 t/ml.}$$

III.1.2. Poids propre de la dalle en béton armé

Le poids propre de la dalle en béton armé est donné selon la formule :

$$P_d = e_d * l_d * \gamma_b * L_d$$

Avec :

- e_d : Epaisseur de la dalle = $0.25 m$.
- l_d : Largeur de la dalle = $9.6 m$.
- γ_b : Poids volumique du béton armé = $2,5 t/m^3$

Donc :

$$P_d = \mathbf{6 t/ml.}$$

III.2. Charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids des éléments suivants :

- Trottoirs.
- Revêtement.
- La corniche.
- Le garde-corps.

✓ **Poids du trottoir**

Le poids est donné par :

$$P_{\text{tro}} = S * \gamma_b * 1$$

Avec:

$$S : \text{surface du trottoir} = 0.2 * 0.8 = 0.16\text{m}^2.$$

$$\gamma_b : \text{Poids volumique du béton} = 2,5\text{t/m}^3.$$

$$P_{\text{tro}} = 0.16 * 2.5 * 1 = \mathbf{0.4\text{t/ml}}.$$

Pour les deux cotés on a :

$$P_{\text{tro}} = 2 * 0.4 = \mathbf{0.8\text{t/ml}}$$

$$\checkmark \text{ Poids de la corniche : } P_{\text{cor}} = S * \gamma_b$$

Avec :

$$S : \text{Surface de la corniche} : \mathbf{0.185\text{m}^2}$$

$$\gamma_b : \text{Poids volumique du béton armé} = \mathbf{2.5\text{t/m}^3}$$

$$P_{\text{cor}} = 0.185 * 2.5 = \mathbf{0.4625\text{t/ml}}$$

Pour les deux coté on a :

$$P_{\text{cor}} = 2 * 0.4625 = \mathbf{0.925\text{t/ml}}.$$

$$\checkmark \text{ Poids du revêtement : } P_{\text{rev}} = \gamma_{\text{rev}} \times e_{\text{rev}} \times l_{\text{rev}}$$

P_{rev} : poids du revêtement du bitume.

γ_{rev} : masse volumique du revêtement = $2,2\text{t/m}^3$.

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

l_{rev} : largeur du revêtement.

$$P_{\text{rev}} = 2.2 * 0.08 * 8 = \mathbf{1.408\text{t/ml}}$$

$$\checkmark \text{ Poids du garde-corps :}$$

Selon le fascicule 61 titre II, le poids d'un garde-corps est :

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

Pour les deux coté on a :

$$P_{\text{Gc}} = \mathbf{0.2\text{t/ml}}$$

✓ **Poids des glissières de sécurité :**

La glissière de sécurité est destinée à retenir les véhicules lors des sorties accidentelles de la chaussée. La glissière de sécurité est en acier, son poids est estimé selon le fascicule 61 titre II à 0,06 t/ml.

Pour les deux coté on a : $p_{gli} = 0.12t/ml$.

Dans notre projet deux glissières et deux gardes corps à gauche et à droite.

$P_{gc} + p_{gli} = 0.32t/ml$.

✓ **Le poids total du tablier (G)**

$G = CP + CCP$.

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

$CP = (10.125 + 6) \times 33.4$.

$CP = 16.125 \times 33.4 = 538.575t$

$CCP = P_{rev} + P_{Tro} + P_{gc} + P_{gli} + P_{cor}$

$CCP = (1.408 + 0.8 + 0.925 + 0.2 + 0.12) \times 33.4$.

$CCP = 115.33t$

$G = 538.575 + 115.33 = 653.905t$ et $G = 19.578t/ml$.

IV. Calcul des surcharges [8]

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges à considérer sont :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle (convois D 240 t).
- Les surcharges sur trottoirs.

a. Largeur roulable (Lr)

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

b. Largeur chargeable (Lc)

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

Dans notre projet on a

$$L_r = 8\text{m} \rightarrow L_c = 7\text{m}.$$

c. Le nombre de voie

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur Largeur chargeable.

$$N = (L_c/3) = 7/3 = 2,33.$$

Donc on a deux voies $N=2$.

d. Classe de ponts routes

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieur ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fasciculs61)

Pour Notre pont $L_r = 8\text{m}$ donc il est classé dans la 1ère classe.

Tableau III. 1: Classification des ponts

La classe	largeur roulable
1	$L \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

$L_r > 7\text{m}$ donc notre pont est classé dans la 1ere classe.

e. Système de charges A(I)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, il est donné par la formule suivante :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec :

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

L : longueur chargée (portée du pont).

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33.4+12} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$A(L) = 1022.95 \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

$$A(L) = 1,023 \text{ t/m}^2.$$

Remarque :

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessous, est inférieure à $(400 - 0,2 L)$ kg/m², expression dans laquelle la longueur chargée l'est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte. (Fascicule 6 titre II).

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 2: Coefficient de dégressivité transversale de la charge(a_1)

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1	1	0.90	0.75	0.70
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

$$a_2 = V_0/V$$

Avec :

$$V_0 = 3,5 \text{ m (pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

V: largeur d'une voie

$$V = 7/2$$

$$V = 3.5 \text{ m.}$$

$$a_2 = 1$$

Dans notre projet on a :

Tableau III. 3: Charge A (L) par voie

Nombre de voies	a_1	a_2	la largeur de voies	A(L) t/m
1	1	1	4	4.092
2	1	1	8	8.184

IV.1. Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes :

- Sous système B_c : se compose de camions types (30T).
- Sous système B_t : se compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

IV.1.1. Sous système B_c

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

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

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

Tableau III. 4: Coefficient b_c

Classe du pont	Nombre de files considéré				
	1	2	3	4	>5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.10	//	//	//
3	1.00	0.80	//	//	//

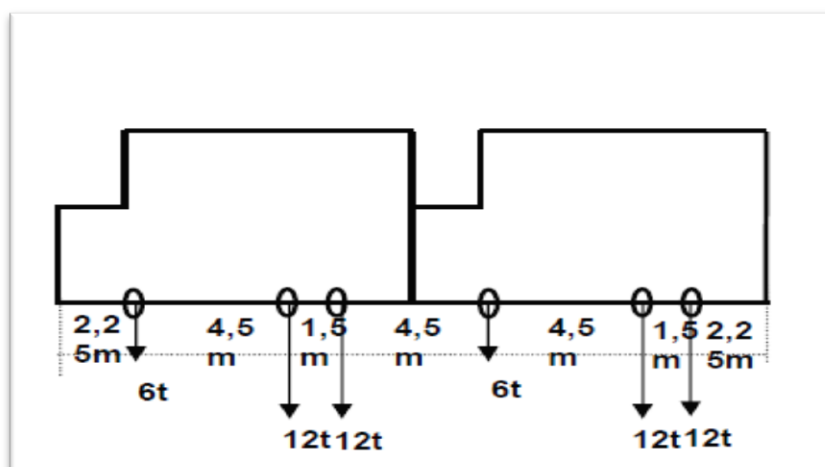


Figure III. 4: Vue Longitudinale du système B_c

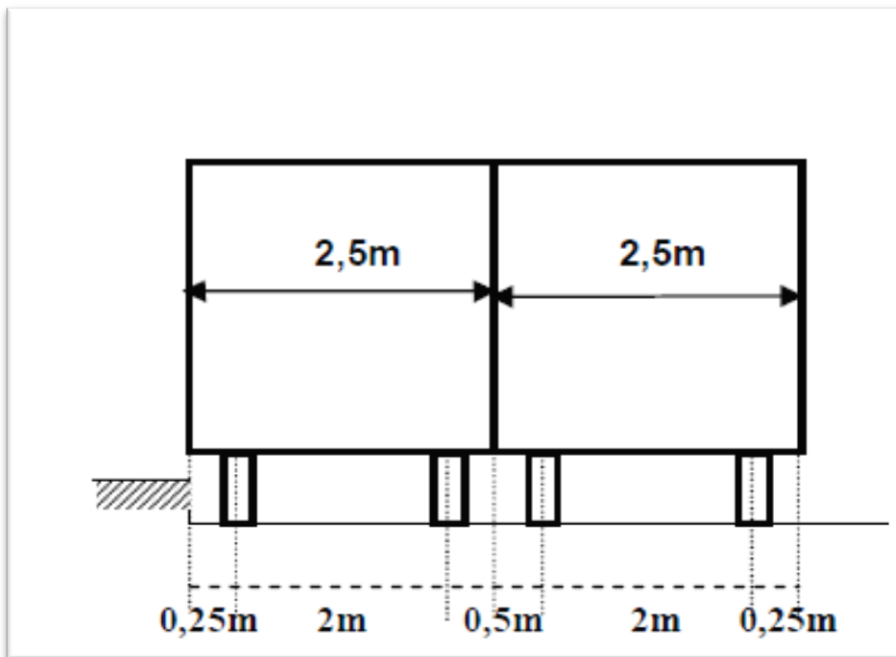


Figure III. 5: Vue transversale

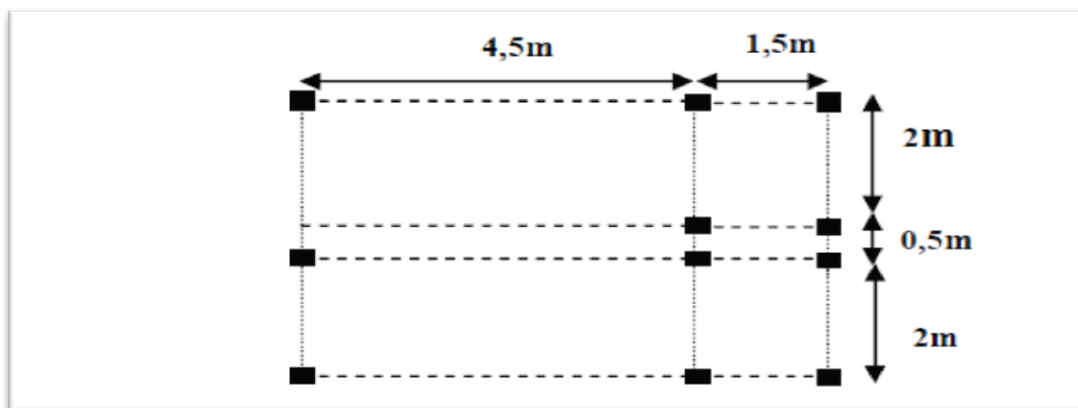


Figure III. 6: Vue en plan

Deux camion porte trois essieu à roues simple ayant une masse totale de 30t avec un essieu avant de 6t, et deux essieux arrières de 12t chacun.

La surcharge maximale du système B_c pour deux voies est :

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

$$S_1 = 120t.$$

La surcharge maximale du système B_c est donnée par : $S = S_1 \times b_c$

On a un pont de 1^{ère} classe et deux voies chargées donc le $b_c = 1.10$. (Selon le tableau 5).

D'où:

$$S = S_1 \times b_c = 120 \times 1.10 = 132t.$$

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

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Tel que :

L : Longueur de l'élément, $L = 33.4m$.

S: Surcharge maximale, $S = 132t$.

G : Charge permanente, $G = 653.905t$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{653,905}{132}}$$

$$\delta_{bc} = 1.081.$$

Tableau III. 5: Charge (B_c) par voie.

N ^{BRE} DE VOIES CHARGÉE	b_c	CHARGE PAR ESSIEU (TONNES)		
			$n \times c \times b_c \times \delta_{bc}$	
1	1.2	E.AV	$1 \times 6 \times 1,20 \times 1,081$	7,783
		E.AR	$2 \times 12 \times 1,20 \times 1,081$	31,133
2	1.1	E.AV	$2 \times 6 \times 1,10 \times 1,081$	14,269
		E.AR	$4 \times 12 \times 1,10 \times 1,081$	57,077

E.AV : essieux avant.

E.AR : essieux arrière.

n: nombre d'essieux.

c: poids de l'essieu.

IV.1.2. Sous système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, à roues simples répondant 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.
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.
- Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui est fonction de la classe du pont.

Les valeurs du coefficient b_t sont données :

Pont de classe 1 : $b_t=1$

Pont de classe 2 : $b_t=0.9$

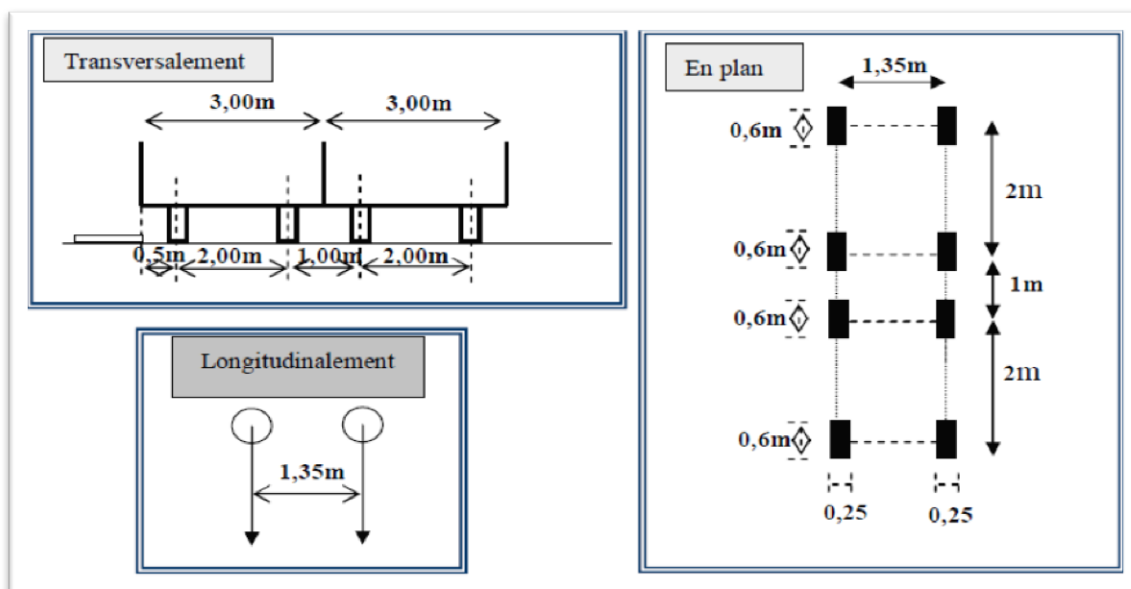


Figure III. 7: Système B_t .

- **Coefficient de majoration dynamique**

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

L: Longueur de l'élément, (L=33.4m).

G: Charge permanente, (G = 653.905t)

S: la surcharge B_t maximale.

$$S = n \times m \times b_t$$

n: nombre de voies.

m: masse portée par chaque essieu.

b_t : coefficient du système B_t .

$$S = 2 \times 16 \times 1 = 32 \text{ t.}$$

S: la surcharge B_t maximal $S= 64t$.

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{653,905}{32}}$$

$\delta_{bt} = 1.052$.

Tableau III. 6: Charge (bt) par essieu.

Nombre de tandem	b_t	δ_{bt}	Charge par essieu (t) $V \times S \times \delta_{bt} \times b_t$
1	1	1,052	$1 \times 32 \times 1.052 \times 1$ 33.664
2	1	1,052	$2 \times 32 \times 1.052 \times 1$ 67.328

V: nombre de tandem.

S: charge porté par l'essieu.

δ_{bt} : Coefficient de majoration dynamique.

b_t : Coefficient du système B_t

IV.1.3. Système de charge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r . porte une masse de 100KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60m et le côté longitudinal 0,30m.

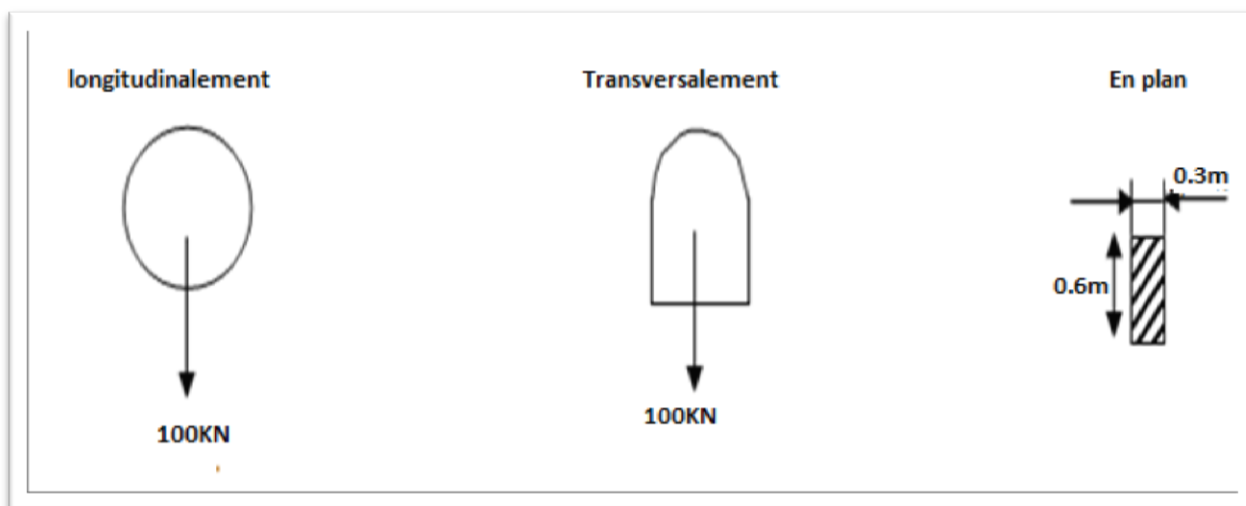


Figure III. 8:Système B_r .

Les surcharges du système B_r sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : longueur de l'élément, (L=33.4m).

S : la surcharge B_r maximale, (S = 10t).

G : charge permanente, (G = 653.905t).

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{653,905}{10}}$$

$$\delta_{br} = \mathbf{1,0543}$$

$$B_r = S \times \delta_{br} = 10 \times 1,0544 = \mathbf{10,543t.}$$

IV.1.4. Système militaire Mc 120 [3]

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{c120} , qui peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal et dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est de 36,6m (Fascicule 61 titre II).

Le poids total est de 110t. La longueur d'une chenille est de 6,10m. sa largeur est de 1,00m.

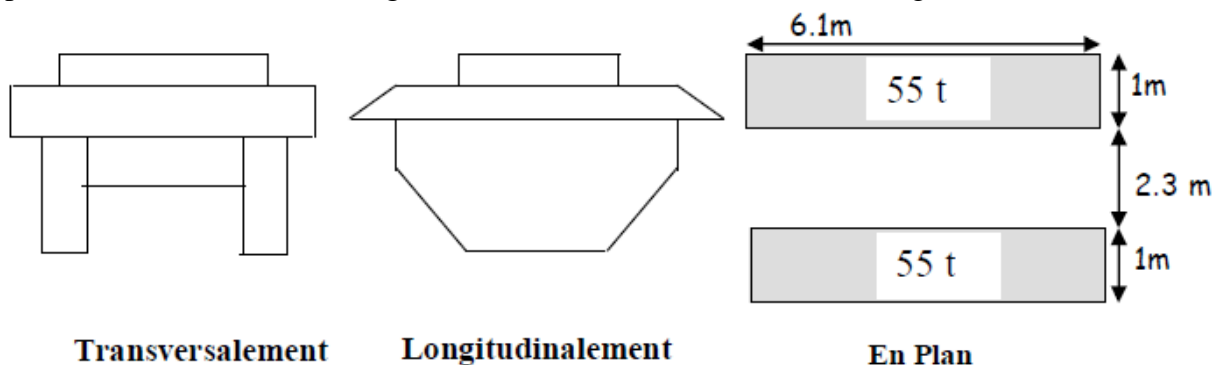


Figure III. 9: Système M_{c120}

- **Coefficient de majoration dynamique**

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 0,4 \frac{G}{S}}$$

L : la longueur de l'élément, L=33.4m.

S : la surcharge M_{c120} maximale, S = 110t.

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

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 0,4 \frac{653,905}{110}}$$

$$\delta_{Mc} = \mathbf{1,23}$$

$$M_{c120} = 110 \times 1,231 = \mathbf{135,30t.}$$

Soit par ml de chenille = 153.30/6,10.

$$M_{c120} = \mathbf{25.131t/ml.}$$

IV.1.5. Charge exceptionnelle D_{240}

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

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de $(18,60 \times 3,20) \text{ m}^2$.

$$P = 240 \text{ t soit } Q(t/ml) = \frac{P}{l} = \frac{240}{18.6} = 12.90 \text{ t/ml.}$$

$$D_{240} = 12,90 \text{ t/ml.}$$

IV.1.6 Surcharge sur les trottoirs S_t

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 (selon le fascicule 61-titre II).

- Largeur du trottoir est de 0.8 m

Pour un trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 0.8 = 0,12 \text{ t/ml.}$$

- Pour les deux trottoirs chargés :

$$P = 2 \times 0.12 = 0.24 \text{ t/ml.}$$

V. Calcul des réactions d'appuis

V.1. Sous des charges constantes

V.1.1 Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G

$$G = 19.578 \text{ t/ml.}$$

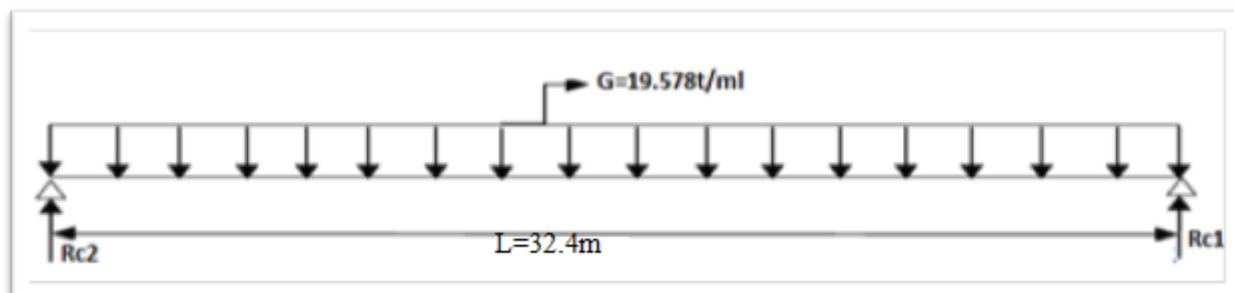


Figure III. 10: Schéma statique du pont sous la charge permanente G

R_{C1} : réaction de la culée 1.

R_{C2} : réaction de la culée 2.

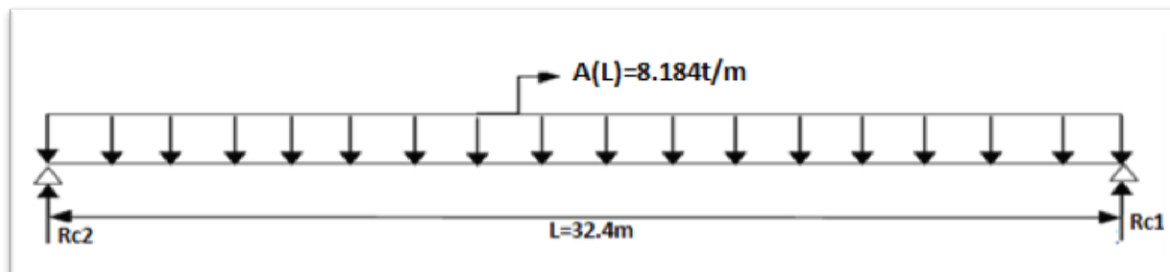
L : longueur du pont.

En utilisant le principe de l'équilibre statique :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_{C1} + R_{C2} = G \times L$$

En raison de la symétrie de la poutre on a :

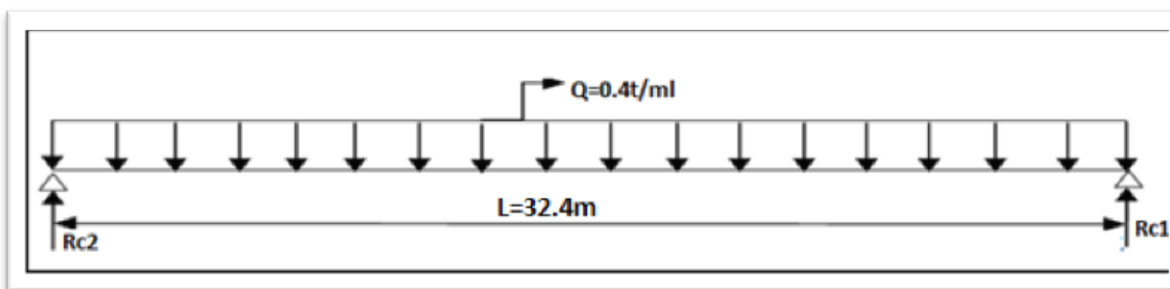
$$R_{C1} = R_{C2} = \frac{G \times L}{2} = \frac{653.905}{2} = 326.953 \text{ t}$$

V.1.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)**Figure III. 11:**La travée sous la charge A(L)

Pour deux voies chargées

On a $A(l) = 8.184 \text{ t/ml}$

$R_{c1} = R_{c2} = (8.184 \times 32.4) / 2 = 132.581 \text{ t}$.

V.1.3. Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs**Figure III. 12:**Le schéma statique de la poutre sous la charge de trottoir S_t

On a:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_{c1} + R_{c2} = Q \times L.$$

En raison de la symétrie de la poutre on a :

$$R_{c1} = R_{c2} = \frac{QL}{2} = \frac{0.4 \times 32.4}{2} = 6.48\text{t}.$$

V.2 Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles

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

- La charge B_c .
- La charge B_t .
- La charge B_r .
- La charge militaire $M_c 120$.
- La charge exceptionnelle $D 240 \text{ t}$.

V.2.1. Principe de la méthode des lignes d'influence

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

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

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

Pour les charges concentrées : $R = \sum P_i Y_i$.

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

P_i : charge concentrée.

Y_i : distance par rapport à la charge appliquée.

Q : charge uniformément répartie.

S : surface du trapèze.

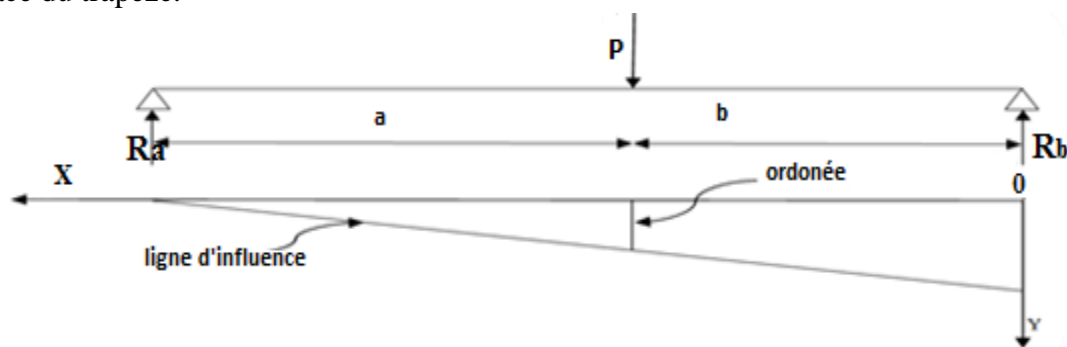


Figure III. 13: Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence.

V.2.2. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B_C

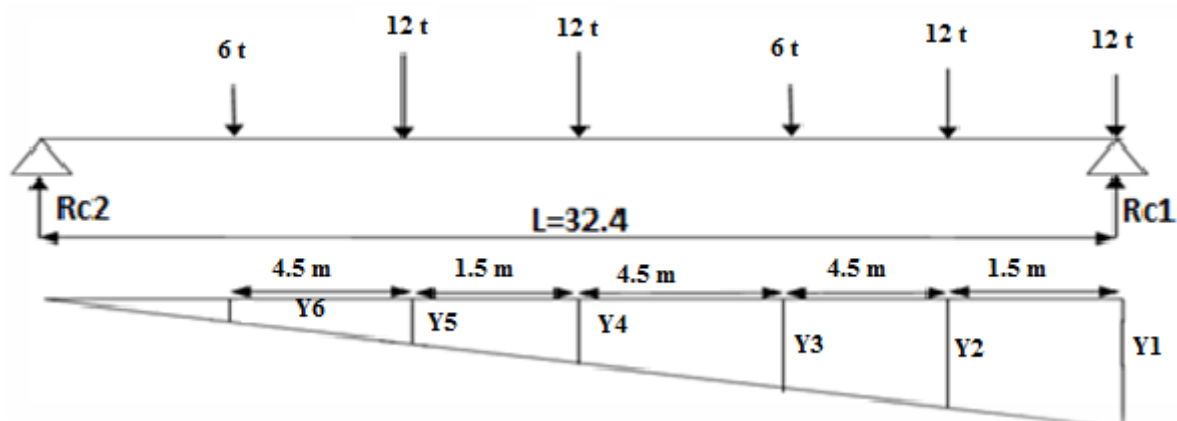


Figure III. 14: La travée sous la surcharge B_C

$$R = \sum P_i Y_i$$

$$Y_1 = \frac{32.4-0}{32.4} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{32.4-1,5}{32.4} = 0.954.$$

$$Y_3 = \frac{19-6}{19} = 0.815.$$

$$Y_4 = \frac{32.4-10,5}{32.4} = 0.676.$$

$$Y_5 = \frac{32.4-12}{32.4} = 0.629.$$

$$Y_6 = \frac{32.4-16,5}{32.4} = 0.49.$$

$$R = 12 (Y_1+Y_2+Y_4+Y_5) + 6 (Y_3+Y_6).$$

$$R = 12 (1+0.954+0.676+0.629) + 6 (0.815+0.49)$$

$$R=46.938t.$$

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

En raison de la symétrie de la poutre on a :

$$R_{C1}=R_{C2} = R \times bc \times \delta_{bc} \times V.$$

$$R_{C1}=46.938 \times 1 \times 1.081 \times 2 = 169.915t.$$

V.2.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge B_t



Figure III. 15:La travée sous la surcharge B_t .

$$Y_1 = \frac{32.4-0}{32.4} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{32.4-1,35}{32.4} = 0.958.$$

$$R_{C1} = 16 \times 1 + 16 \times 0.958 = 31.328t.$$

$$R_{\max} = R_{C1} \times b_t \times \delta_{bt} \times V.$$

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

$$R_{\max} = R_{C1} \times b_t \times \delta_{bt} \times V.$$

$$R_{\max} = 31.328 \times 1 \times 1,0663 \times 2.$$

$$R_{\max} = 66.81 t.$$

V.2.4. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire M_{c120}

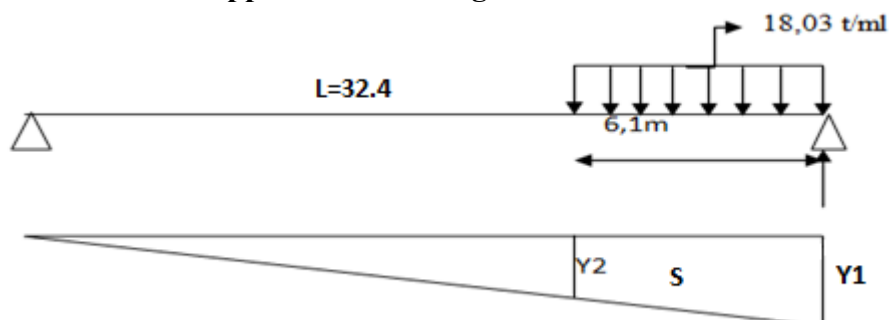


Figure III. 16: La travée sous la surcharge M_{c120} .

$$Q = 110t.$$

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

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{32,4-0}{32,4} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{32,4-6,1}{32,4} = 0,812.$$

$$S = (0,812 \times 6,1) + [(0,188 \times 6,1) / 2].$$

$$S = 5,527m^2$$

$$R = q \times S$$

$$R = 18,03 \times 5,527 = 99,659t.$$

$$R_{\max} = \delta_{Mc} \times R.$$

$$R_{\max} = 1,23 \times 99,659 = 122,58t.$$

V.2.5 Calcul des réactions d'appuis sous la charge D_{240}

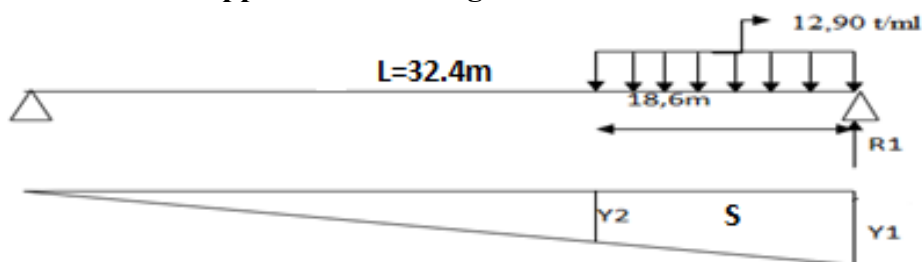


Figure III. 17: La travée sous la surcharge M_{D240} .

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{32,4-0}{32,4} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{32,4-18,6}{32,4} = 0,426.$$

$$S = (0,426 \times 18,6) + [(0,574 \times 18,6) / 2].$$

$$S = 13,263m^2$$

$$R_{c1} = R_{c1\max} = q \times S = 12,9 \times 13,263$$

$$R_{c1} = R_{c1\max} = 171,092t.$$

➤ **Valeurs des réactions maximales**

Tableau III. 7: Valeurs des réactions max sollicitant les deux culées.

Chargement	Réactions sous la culée ($R_{c1} = R_{c2}$) (t)
Charge Permanente G	326.953
Surcharge A(l)	132.581
Surcharge Trottoirs S_t	2.1375
Surcharge routière B_c	169.91
Surcharge routière B_t	66.81
Surcharge militaire M_{C120}	122.58
Surcharge exceptionnelles D_{240}	171.092

VI. Les combinaisons de charges [3]

D'après le fascicule 61 titre II [7], les combinaisons à considérer sont résumés dans le tableau III.8:

Tableau III. 8: Combinaison des charges.

Etats limites	combinaisons	N° de la combinaison
ELU	$1,35G + 1,6(A+S_t)$	1
	$1,35G + 1,6(B_c+S_t)$	2
	$1,35G + 1,6(B_t+S_t)$	3
	$1,35 (G+M_{C120})$	4
	$1,35 (G+M_{D240})$	5
ELS	$G + 1,2(A+ S_t)$	6
	$G + 1,2(B_c+ S_t)$	7
	$G + 1,2(B_t+ S_t)$	8
	$G + M_{C120}$	9
	$G + M_{D240}$	10

➤ **Les Réactions trouvées au niveau des culées après combinaison des charges sont présentés dans le tableau III.9.**

Tableau III. 9: Combinaisons maximales des réactions sous la culée

Etats limites	N° de combinaison	Réactions sous la culée (t)
ELU	1	656.935
	2	716.662
	3	551.702
	4	606.869
	5	672.36
ELS	6	488.615
	7	553.29
	8	409.69
	9	449.533
	10	498.045

- Les réactions à retenir sont:

Tableau III. 10: Les valeurs des réactions d'appuis max sous les culées.

	Réaction (tonnes)
Etat limites	culée
ELU	716.662
ELS	553.29

Conclusion

Dans ce chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du tablier, puis on a calculé les charges transmises aux culées en s'appuyant sur l'application des règles du fascicule 61 titre II, Les réactions maximales sollicitant les deux culées, sont obtenues avec les combinaisons 2 et 7 à l'ELU et à l'ELS respectivement.

Chapitre 4 :
Etude des appuis
(les culées)

I. Introduction

La culée est l'élément qui permet de transmettre les charges de l'ouvrage au terrain naturel et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Il existe deux types de culées :

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

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

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

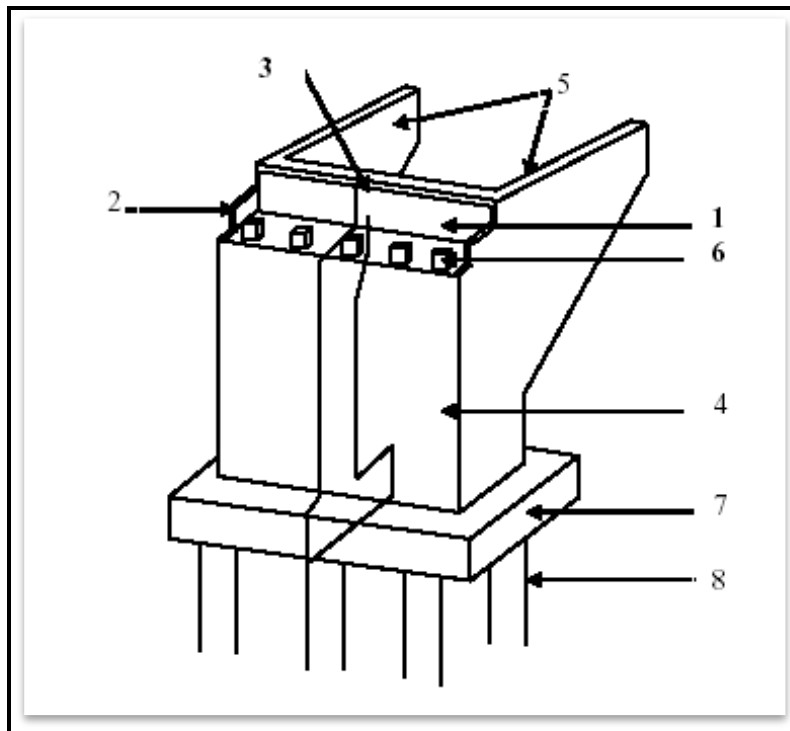


Figure.1. Composantes d'une culée.

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

II. Fonction des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée qui se décompose en deux fonctions :

- ✓ fonction mécanique.
- ✓ fonction technique.

a. Les fonctions mécaniques

Les fonctions mécaniques de la culée sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanente.

b. Les fonctions techniques

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

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

III. Dimensions de la culée

➤ Mur garde grève

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier par reprise de bétonnage sur le sommier.

Il doit résister aux efforts de poussé des terres et aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

- Hauteur : $H = 2\text{m}$.
- Epaisseur $e = 0,30\text{m}$.
- Longueur = la largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour)
 $L = 8.4\text{m}$.

➤ Les murs en retour

Dimensions de mur en retour sont :

- Longueur $L = 6.1\text{m}$
- L'épaisseur $e = 0.6\text{m}$.
- Hauteur $H = 8.6\text{m}$.

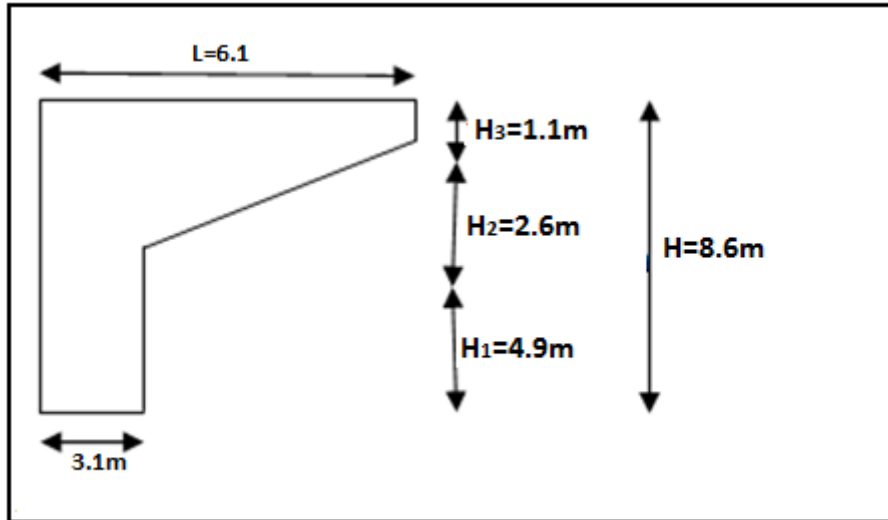


Figure 2. Dimensions du mur en retour.

➤ **Dalle de transition**

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

- Longueur = 4m.
- $e=0.30m$.
- Largeur = 8.40m.

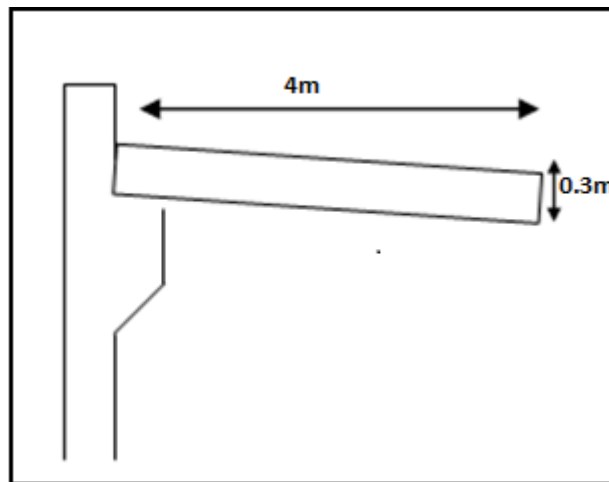


Figure.3 Dimensions de la dalle de transition

➤ **Sommier d'appui**

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. La surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers. Ses dimensions sont :

- La hauteur $H=6.55m$.
- La largeur $l=1.40m$.
- Longueur $L=9.60m$.

➤ **Le corbeau**

- Hauteur : $H_1 = 1,5\text{m}$
- Hauteur : $H_2 = 0,3\text{m}$.
- Epaisseur : $e = 0,3\text{ m}$.
- Longueur : $L = 8,4\text{ m}$

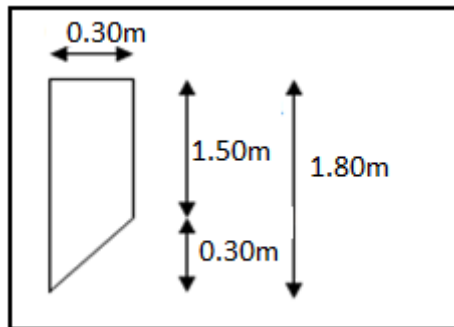


Figure 4. Dimensions du corbeau

➤ **Le mur de front**

- Hauteur : $H = 6,6\text{m}$.
- Epaisseur : $e = 1,40\text{m}$.
- Longueur du tablier $L = 9,60\text{m}$

IV. Evaluations des efforts sollicitant la culée :

IV.1. Calcul des sollicitations permanentes sur la culée :

IV.1.1. Poids propre du mur garde-grève

$$P_{gg} = \gamma_b \times e \times H \times L.$$

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

$$P_{gg} = 2,5 \times 0,3 \times 2 \times 8,4 = 12,6\text{t}.$$

$$P_{gg} = 12,6\text{t}.$$

IV.1.2. Poids du corbeau

$$P_c = \gamma_b \times L \times S.$$

$$P_c = 2,5 \times 8,4 \times [(1,5 \times 0,3) + (0,3 \times 0,3)/2] = 10,395\text{t}.$$

$$P_c = 10,395\text{t}.$$

IV.1.3. Poids propre du sommier d'appui

$$P_s = \gamma_b \times e \times H \times L$$

$$P_s = 2.5 * 1.4 * 6.55 * 9.6 = 220.08t.$$

$$P_s = \mathbf{220.08t.}$$

IV.1.4. Poids propre du mur en retour

$$P_{mr} = \gamma_b \times e \times S.$$

$$S = s_1 + s_2 + s_3 = (3.1 * 8.6) + (3 * 1.1) + [(2.6 * 3) / 2] = 26.66 + 3.9 + 3.3 = \mathbf{33.86m^2}$$

$$P_{mr} = 2.5 * 0.6 * 33.86 = \mathbf{50.79t}$$

Pour les deux murs :

$$P_{mr} = \mathbf{101.58t.}$$

IV.1.5. Poids de la semelle

$$P_{semelle} = \gamma_b \times e \times l \times L.$$

$$P_{semelle} = 2.5 * 1.5 * 6.8 * 10 = \mathbf{255t.}$$

$$P_{semelle} = \mathbf{255t.}$$

IV.1.6. Poids de la dalle de transition

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

$$P_{dtr} = 2.5 * 0.3 * 4 * 8.4 = \mathbf{25.2t.}$$

$$P_{dtr} = \mathbf{25.2t.}$$

IV.1.7. Poids des terres

➤ Sur la dalle de transition

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

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

$L_x = 4m$ (largeur de la dalle de transition).

$L_y = 8.40m$ (longueur de la dalle de transition).

$h = 1 m$ (la hauteur du remblai sur la dalle de transition).

$$P = 1.8 \times 1 \times 4 \times 8.4 = 60.48t.$$

$$P = \mathbf{60.48t.}$$

➤ Sur la semelle

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

$L_x = 6.8m$ (largeur de la semelle à droite du mur frontal).

$L_y = 10m$ (longueur de la semelle au-dessous de remblai).

h : la hauteur du remblais sur la semelle

$$h=7.40\text{m}$$

$$P= 1,8 \times 7.40 \times 6.80 \times 10 = 905.76 \text{ t}$$

$$P= \mathbf{905.76t.}$$

V. Déterminations des paramètres K_{ad} et θ° pris en compte du séisme [6]

Selon le **RPOA (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art version 2008)**, la poussée dynamique des terres est calculée par toutes les méthodes scientifiques validées. A défaut la méthode de MONOBE-OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera, en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'aval du mur.

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

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

Tableau 1. coefficients d'accélération de zone A.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Bejaia est classée selon le **RPOA** dans la classe de zone sismique **IIa**, est le groupe de notre pont est 1, alors le coefficient **A=0.25**.

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

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Avec

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

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

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

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

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V} \quad ; \quad \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$$

Selon le **RPOA** on a :

$$K_h = \mathbf{0.25}.$$

$$K_v = 0.3 * 0.25 = \mathbf{0.075}.$$

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

$$1^{\text{ere}} \text{ cas : normal sans séisme : } k_h = k_v = 0$$

$$2^{\text{ere}} \text{ cas : cas de séisme horizontal+vertical ver le bas : } k_h = \mathbf{0.3} ; k_v = \mathbf{0.075}.$$

$$3^{\text{ere}} \text{ cas : cas de séisme horizontal : } k_h = \mathbf{0.3} ; k_v = \mathbf{0}.$$

$$4^{\text{ere}} \text{ cas : cas de séisme horizontal – vertical : } k_h = \mathbf{0.3} ; k_v = \mathbf{-0.075}.$$

Quand on applique ces formules dans notre cas on trouve les valeurs dans le tableau suivant :

Tableau 2 : valeurs de paramètres K_{ad} et θ° .

Action du séisme	Notation	k_H	k_V	θ°	K_{ad}
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	0	0.333
Horizontal+ Vertical	Cas N°2	0,3	0,075	15.59	0.547
Horizontal	Cas N°3	0,3	0	16.70	0.586
horizontal -Vertical	Cas N°4	0,3	-0,075	17.97	0.596

VI. Calcul de la poussée des terres

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

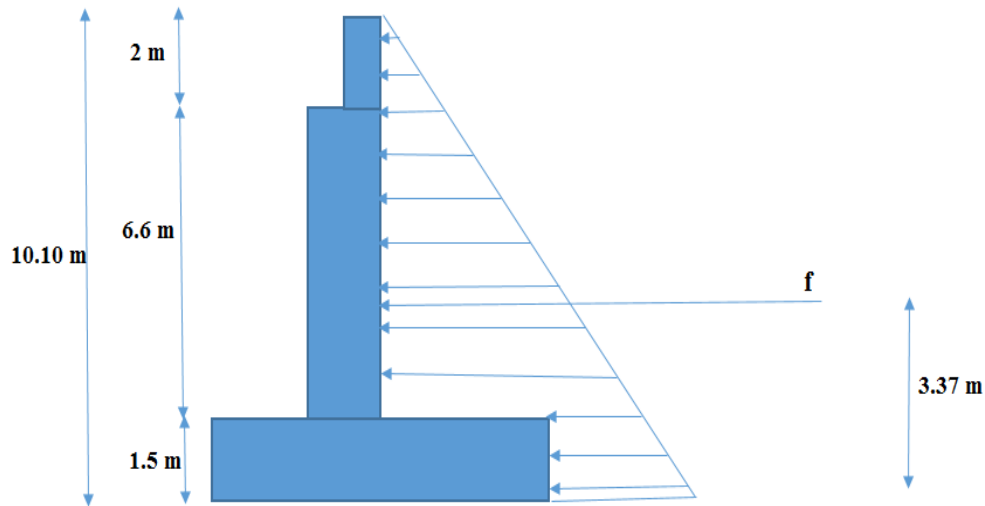


Figure 5. Poussée des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle).

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

$$F = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Avec:

K_a : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique de remblai. h^2

VI.1. La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)

$$F = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

$h = 10.10 \text{ m}$.

F est appliquée à $h/3 = 3.37 \text{ m}$.

VI.2. Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normale et sismique)**Tableau.2.** *Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).*

Désignation	H(m)	Condition sismique	Application numérique	F _p (tonne)
Mur garde En grève + mur frontal + semelle	8.60	Cas n°1	$0.5 \times 1.8 \times 0.33 \times 10.1^2$	30.30
		Cas n°2	$0.5 \times 1.8 \times 0.547 \times 10.1^2$	50.22
		Cas n°3	$0.5 \times 1.8 \times 0.586 \times 10.1^2$	53.80
		Cas n°4	$0.5 \times 1.8 \times 0.596 \times 10.1^2$	54.72

F_p : poussée des terres.

H : hauteur total du (mur frontal + semelle).

VI.3 Calcul de la poussée des surcharges de remblai

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

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

$$p = k_{ad} \times q \times h.$$

$$F_a = k_{ad} \times q \times h \times L.$$

k_{ad} : coefficient de poussée des terres.

h : hauteur de la culée.

F_a : est appliqué à ($h/2 = 4,30m$ sur le mur frontal et à $0,75m$ sur la semelle).

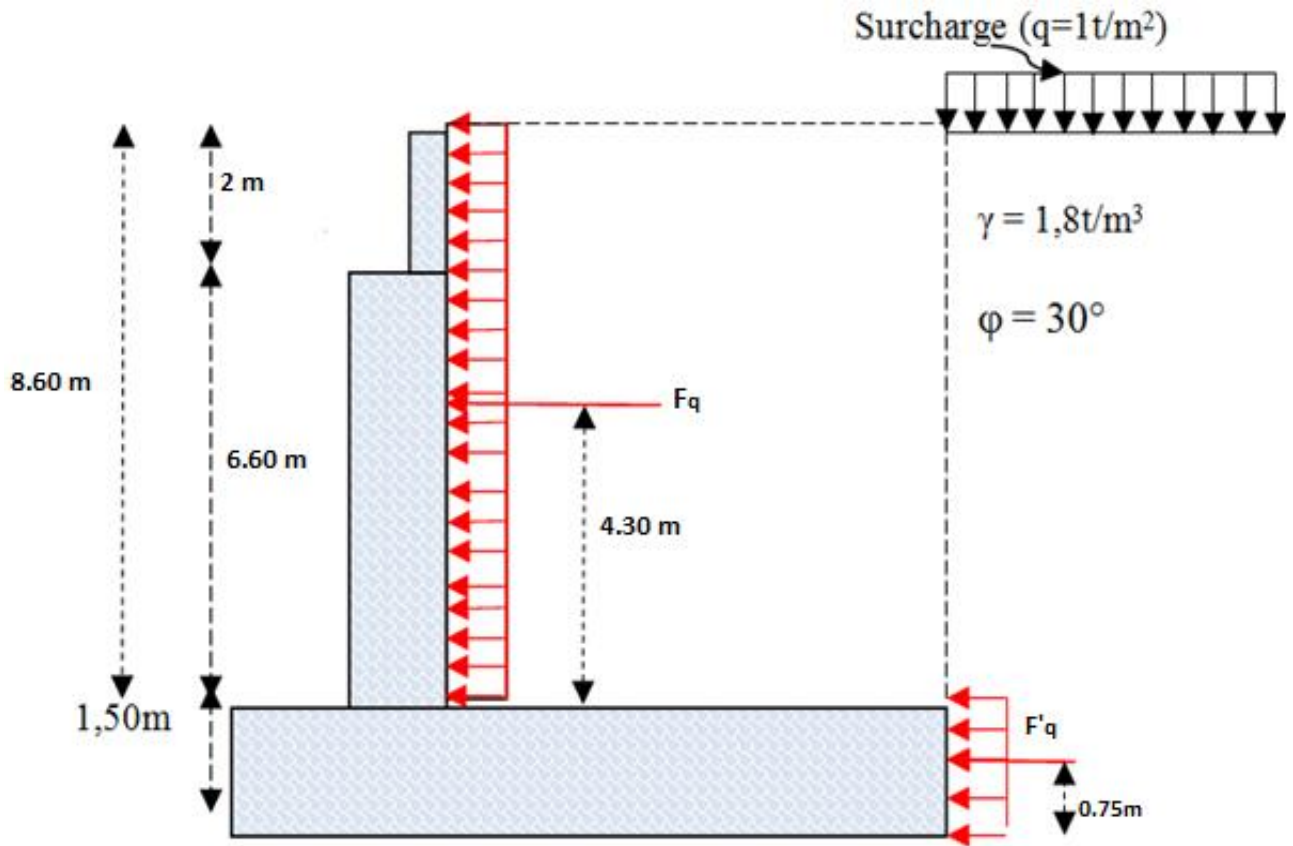


Figure 6 : Poussé des terres dûe aux surcharges de remblais.

Tableau .3. Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai.

Désignation	H(m)	L(m)	Condition sismique	Application numérique	F_p (tonne)
Mur garde En grève+ mur frontal	8.60	9.60	Cas n°1	1 x 8.60 x 9.6 x 0.33	27.245
			Cas n°2	1 x 8.60 x 9.6 x 0.547	45.160
			Cas n°3	1 x 8.60 x 9.6 x 0.586	48.38
			Cas n°4	1 x 8.60 x 9.6 x 0.596	49.20
Semelle	1.50	10.00	Cas n°1	1 x 8.60 x 10 x 0.33	28.38
			Cas n°2	1 x 8.60 x 10 x 0.547	47.042
			Cas n°3	1 x 8.60 x 10 x 0.586	50.396
			Cas n°4	1 x 8.60 x 10 x 0.596	51.256

VII. Evaluation des moments (stabilisants et renversants) sur la culée

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

M_s : désigne le moment stabilisant dûe aux charges verticales.

M_s = efforts verticaux \times bras de levier horizontale.

M_r : désigne le moment renversant due aux charges horizontales.

M_r = efforts horizontaux \times bras de levier vertical.

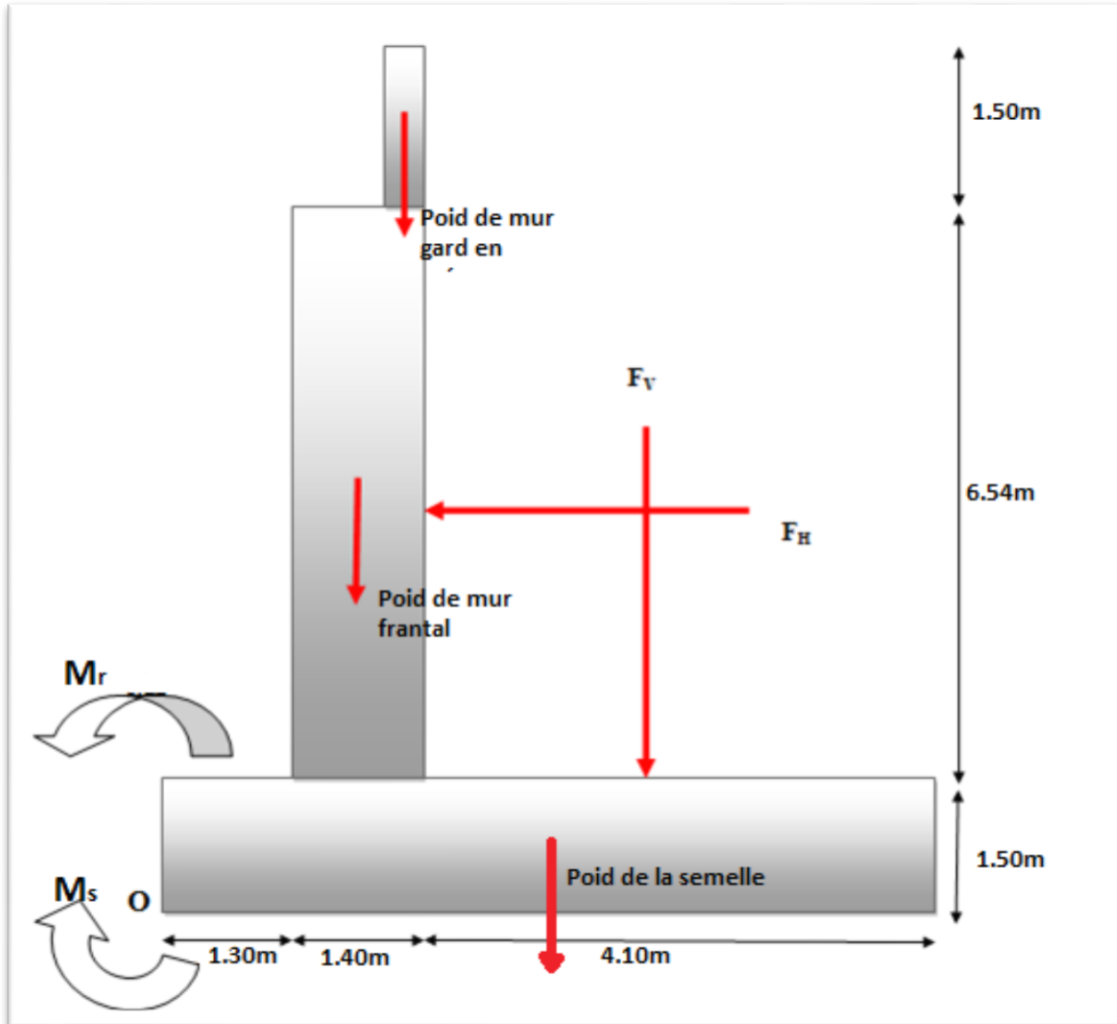


Figure. 7. Moments stabilisant et moments renversant.

VII.1. Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanentes

Tableau 4. Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.

Sollicitation	Condition sismique	efforts P(t)	Efforts horizontaux $K_h \times P(t)$	Efforts verticaux $(1 \pm K_v) \cdot P(t)$	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
Mur garde grève	Cas ° 1	12.6	0	12.6	2.55	9.10	0	32.13
	Cas ° 2		3.78	13.545			34.398	34.539
	Cas ° 3		3.78	12.60			34.398	32.13
	Cas ° 4		3.78	11.655			34.398	29.72

Poids du mur frontal	Cas ° 1	220.08	0	220.08	2.00	4.80	0	440.16
	Cas ° 2		66.024	236.586			316.915	473.17
	Cas ° 3		66.024	220.08			316.915	440.16
	Cas ° 4		66.024	203.574			316.915	407.148
Poids du mur en retour	Cas ° 1	101.58	0	101.58	4.85	5.05	0	492.633
	Cas ° 2		30.474	109.198			147.78	529.261
	Cas ° 3		30.474	101.58			147.78	492.663
	Cas ° 4		30.474	93.961			147.78	455.71
Poids de la Semelle	Cas ° 1	255	0	255	3.40	0.75	0	867
	Cas ° 2		76.50	274.125			57.375	932.025
	Cas ° 3		76.50	255			57.375	867
	Cas ° 4		76.50	235.875			57.375	801.975
Poids de la dalle de transition	Cas ° 1	25.20	0	25.20	4.70	9.00	0	118.44
	Cas ° 2		7.56	27.09			68.04	127.323
	Cas ° 3		7.56	25.20			68.04	118.44
	Cas ° 4		7.56	23.31			68.04	109.557
Corbeau	Cas ° 1	10.395	0	10.395	2.845	8.00	0	29.573
	Cas ° 2		3.118	11.174			24.994	31.79
	Cas ° 3		3.118	10.395			24.994	29.573
	Cas ° 4		3.118	9.165			24.994	27.354
Poids des terres sur la semelle	Cas ° 1	905.76	0	905.76	4.70	4.95	0	4302.36
	Cas ° 2		271.728	973.692			1345.053	4625.03
	Cas ° 3		271.728	905.76			1345.053	4302.36
	Cas ° 4		271.728	837.828			1345.053	3979.683
Poids des terres sur dalle de transition	Cas ° 1	60.48	0	60.48	4.70	9.35	0	284.256
	Cas ° 2		18.144	65.016			169.646	305.575
	Cas ° 3		18.144	60.48			169.646	284.256
	Cas ° 4		18.144	55.944			169.646	262.937
Poids du tablier et compris les surcharge qu'il reçoit	Cas ° 1	553.29	0	553.29	1.85	9.30	0	1023.58
	Cas ° 2		165.98	594.79			1543.61	1100.36
	Cas ° 3		165.98	553.29			1543.61	1023.58
	Cas ° 4		165.98	511.79			1543.61	946.81

VII.2. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres

Tableau 5. Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres.

<i>Sollicitation</i>	<i>Condition sismique</i>	<i>efforts P(t)</i>	<i>Bras de levier horizontal (m)</i>	<i>Bras de levier Vertical (m)</i>	<i>M_s (t.m)</i>	<i>Mr (t.m)</i>
<i>Mur garde En grève + semelle</i>	<i>Cas °1</i>	30.30	0	3.37	0	102.11
	<i>Cas °2</i>	50.22				169.17
	<i>Cas °3</i>	53.80				181.31
	<i>Cas °4</i>	54.72				184.41

F_t : désigne la poussée des terres des différentes conditions sismiques et normale.

Mr: moment renversant.

M_s: moment stabilisant.

VII.3. valeurs des moments renversant dues aux surcharges de remblais

Tableau 6. Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.

Sollicitation	Condition sismique	efforts P(t)	Bras de levier Vertical (m)	M _r (t.m)
Mur garde En grève	Cas °1	27.245	5.8	158.021
	Cas °2	45.160		261.928
	Cas °3	48.38		280.604
	Cas °4	49.20		285.36
Semelle	Cas °1	28.38	0.75	21.285
	Cas °2	47.042		35.281
	Cas °3	50.396		37.797
	Cas °4	51.256		38.442

VII.3. Vérification de la stabilité

Tableau 7. Résultats des sollicitations sur la culée.

Cas sismique	H = $\sum K_h P(t)$	V = $\sum (1 \pm K_v) P(t)$	$\sum M_s$ (t.m)	$\sum M_r$ (t.m)
Cas N° 1	79.516	2144.38	7892.30	275.64
Cas N° 2	235.13	2305.22	8017.38	4329.02
Cas N° 3	784.13	2144.38	7425.82	4338.92
Cas N° 4	786.91	1983.10	6833.89	4392.56

VII.3.1. Vérification de renversement.

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

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \text{ pour le cas normal}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.3 \text{ pour le cas sismique}$$

Tableau.8. Vérification de renversement.

	M_r	M_s	M_s/M_r	Facteur de sécurité	Etat
Cas 1	275.64	7892.30	28.63	1.5	Vérifié
Cas 2	4329.02	8017.38	1.85	1.3	Vérifié
Cas 3	4338.92	7425.82	1.71	1.3	Vérifié
Cas 4	4392.56	6833.89	1.55	1.3	Vérifié

VII.3.2. Vérification au glissement.

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

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg}\varphi \geq 1.5 \text{ pour le cas normal.}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg}\varphi \geq 1.3 \text{ pour le cas sismique.}$$

Tableau.9. Vérification au glissement

	H(t)	V(t)	$\frac{V}{H} \operatorname{tg}\varphi$	Facteur de sécurité	Etat
Cas 1	79.516	2144.38	15.57	1.5	Vérifié
Cas 2	235.13	2305.22	5.66	1.3	Vérifié
Cas 3	784.13	2144.38	1.58	1.3	Vérifié
Cas 4	786.91	1983.10	1.45	1.3	vérifié

VIII. Conclusion

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

Chapitre 5 :

Calcul des fondations

I. Introduction

L'étude des fondations a pour but d'arriver au choix du type de fondation adaptable à la capacité portante de 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 une rupture du matériau du sol et celle du matériau de la fondation.
- Les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent pas causer de 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.

II. Les différents types de fondations

Le type de fondation dépend de sa largeur « B », et sa profondeur « H ».

Si $H/B < 1.5$ la fondation est dite superficielle.

Si $1.5 < h/B < 5$ la fondation est dite semi-profonde.

Si $H/b > 5$ la fondation est dite profonde.

Le choix de l'une ou de l'autre dépend directement de la nature des terrains et de la taille de l'ouvrage.

II.1. Les fondations Superficielles

II.1.1 Définition d'une fondation superficielle [7]

Les fondations superficielles sont celles qui sont faiblement encastrés dans le sol. En considérant la profondeur d'encastrement, on dira qu'une fondation est superficielle si $D_e/B \leq 1,5$ (B étant la base de la fondation). La définition la plus habituelle consiste cependant à considérer une fondation superficielle comme celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B reste inférieur à 4.

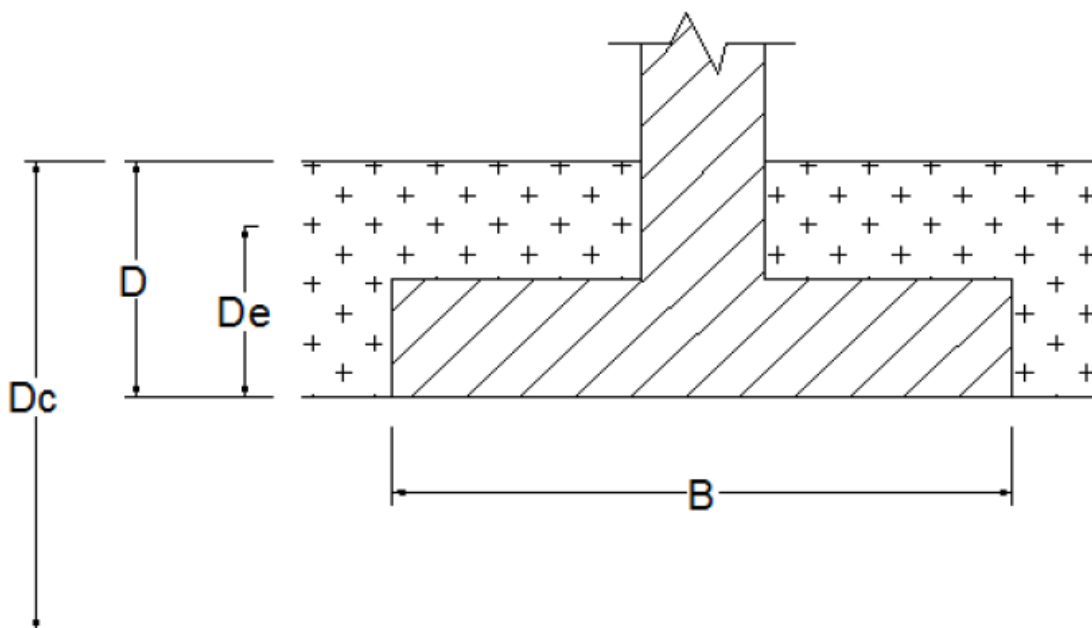


Figure V. 1: Fondation superficielle

Ils existent trois types de fondations superficielles :

- les **semelles filantes** : généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$)
- les **semelles isolées** : dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres, cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).
- Les **radiers** ou **dallages** : de dimensions B et L importantes ; il transmet les charges sur toute la surface d'assise, on l'utilise quand les conditions de réalisation impose des semelles très rapprochées.

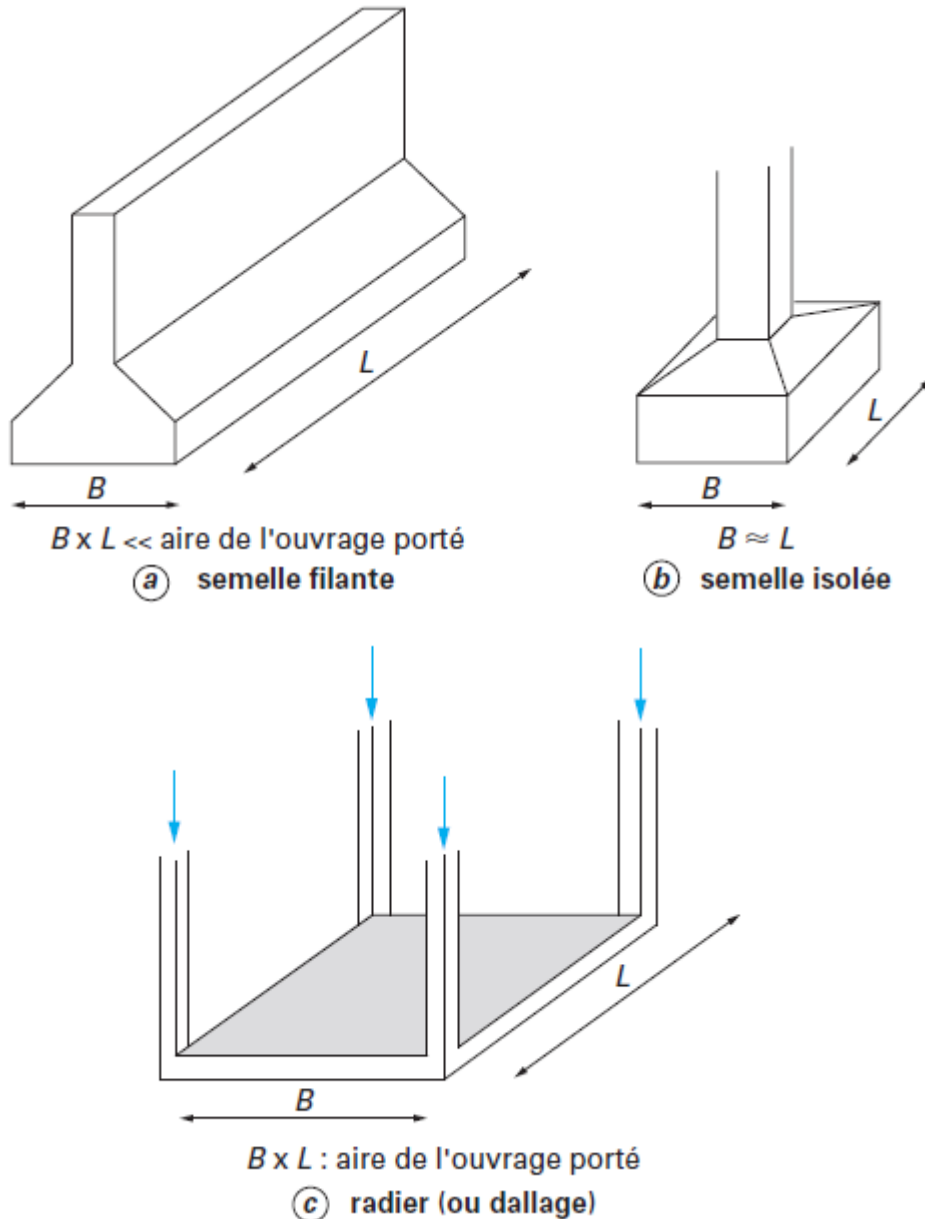


Figure V. 2: Les différents types des fondations superficielles. (FRANC Roger).

II.1.2. Les fondations profondes [7]

Si le sol d'assise est situé à une grande profondeur, les charges sont reportées sur celui-ci par l'intermédiaire des fondations qui sont souvent désignées par le terme « pieux ».

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

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant {la résistance en pointe}
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu {la résistance en frottement latéral}

III. Calcul des fondations superficielles

III.1. Calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle à partir des essais de laboratoire

La contrainte de rupture sous une fondation superficielle est donnée par la relation suivante :

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + N_q (D \gamma_2 + q) S_q$$

Avec:

q_1 : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

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

q : surcharge verticale appliquée en surface.

γ_2 : poids volumique du remblai.

B : largeur de la semelle.

N_γ, N_c, N_q : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation.

C : cohésion du sol sous la base de la fondation.

S_γ, S_q, S_c : sont les coefficients de forme de la fondation.

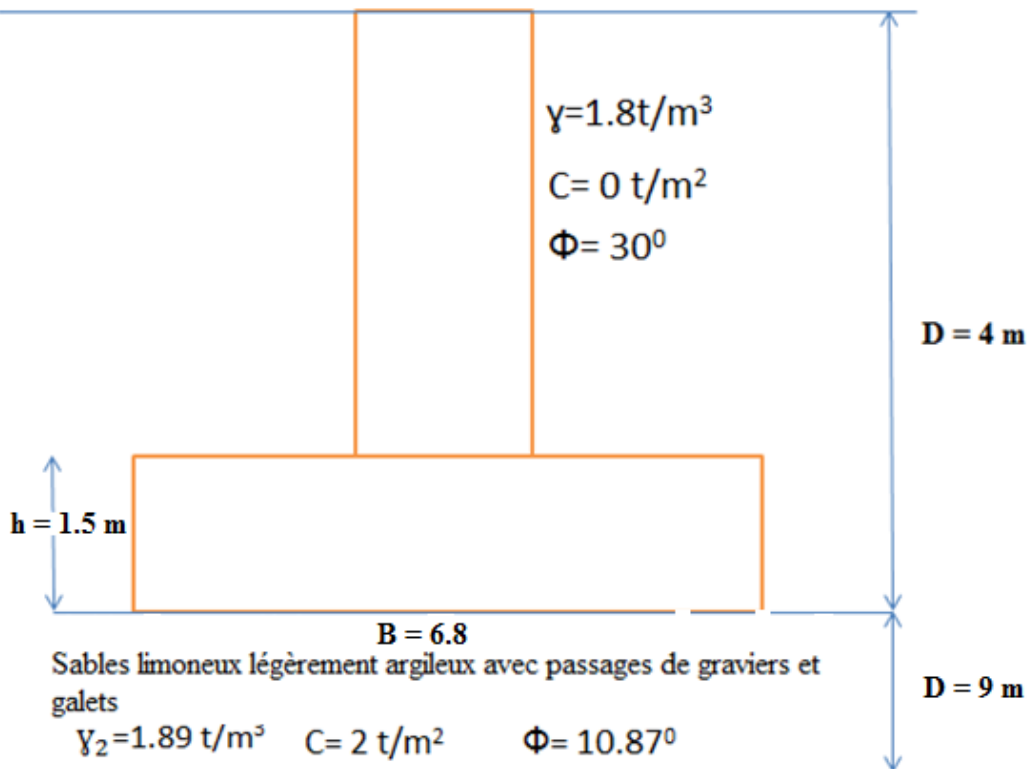


Figure V. 3: Ancrage et caractéristiques de différentes couches de sol

➤ **Détermination des coefficients de forme :**

Les valeurs des coefficients de forme sont données par terzaghi :

- $S_\gamma = 1 - 0.2B/L = 1 - 0.2 * 6.8/10 = 0.864$.
- $S_c = 1 + 0.2B/L = 1 + 0.2 * 6.8/10 = 1.136$.
- $S_q = 1$.

➤ **Détermination des facteurs de portance :**

Pour les valeurs des différents facteurs de portance on a :

- $N_q = \exp(\pi \tan \varphi) * \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) = \exp(3.14 * \tan 10.87) * \tan^2(50.435) = 2.656$

$N_q = 2.656$ pour $\varphi = 10.87^\circ$

- $N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi = (2.656 - 1) \cotg(10.87) = 8.624$

$N_c = 8.624$ pour $\varphi = 10.87^\circ$

- $N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) = 1.49$

$N_\gamma = 1.49$ pour $\varphi = 10.87^\circ$

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + N_q (D \gamma_2 + q) S_q$$

$$q_1 = \frac{1}{2} * 0.089 * 6.8 * 1.49 * 0.864 + 0.2 * 8.624 * 1.136 + 2.656 * (1.8 * 1.3) * 1 = 8.564 \text{ bars.}$$

➤ **Calcul de terme de surcharge $q \cdot S_q \cdot N_q$**

$$q \cdot S_q \cdot N_q = 2.656 \times (1.8 \times 1.3) \times 1 = \mathbf{6.215}.$$

➤ **Calcul de terme de la surface $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma$**

$$\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma = \frac{1}{2} \times 0.089 \times 6.8 \times 1.49 \times 0.864 = \mathbf{0.389}.$$

➤ **Calcul de terme de la cohésion $C \cdot N_c \cdot S_c$**

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 0.2 \times 8.624 \times 1 = \mathbf{1.725}.$$

$$q_1 = \frac{1}{2} * 0.089 \times 6.8 \times 1.49 \times 0.864 + 0.2 \times 8.624 \times 1.136 + 2.656 \times (1.8 \times 1.3) \times 1 = 8.564 \text{ bars.}$$

$$q_1 = \mathbf{8.56 \text{ bars.}}$$

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

$$q_0 = \sum \gamma_i \times h_i.$$

q_{adm} : la contrainte admissible.

q_u : la contrainte ultime de rupture du sol.

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

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

$$q_0 = 2.8 * 0.89 = 2.492 \text{ t/m}^2$$

$$\text{à l'ELU : } q_{adm} = 1/2 \times (85.64 - 2.492) + 2.492 = 44.066 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{adm} = 4.4066 \text{ bars.}$$

à l'ELS : $q_{adm} = 1/3 \times (85.64 - 2.492) + 2.492 = 30.208 \text{ t/m}^2$.
 $q_{adm} = 3.0208 \text{ bars}$.

III.2. Calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai pressiométrique [4]

Selon le fascicule 62-titre V, la contrainte de rupture est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0$$

q_a : Contrainte admissible.

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

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

K_p : Facteur de portance pressiométrique.

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

III.2.1. Calcul de la Pression limite nette équivalente P_{le}^* :

Dans notre cas les fondations superficielles reposent sur un sol non homogène, ayant toutefois des valeurs de pression limite de même ordre de grandeur jusqu'au moins 1.5B au-dessous de la base de la fondation on retient pour P_{le}^* la moyenne géométrique :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times P_{l3}^* \times \dots \times P_{ln}^*}$$

$P_{l1}^*, P_{l2}^*, \dots, P_{ln}^*$ Étant les valeurs de la pression limite nette dans les couches situées de D à D+1.5B, On prend les valeurs de la pression limite nette p_l^* compris entre D=4m jusqu'à D+1.5B=13m.

Elles sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1: pression limite nette en fonction de la profondeur

Profondeur (m)	Pression limite nette (bars)
4	7.59
6	8.49
8	9.33
10	11.32
12	17.12
13	18.605

$$P_{le}^* = \sqrt[6]{7.59 * 8.49 * 9.33 * 11.32 * 17.12 * 18.605}$$

$$P_{le}^* = 11.38 \text{ bars}$$

III.2.2. Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols au-dessus de la base de la semelle sont généralement plus faible que celles du sol de fondation.

D_e est donnée par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_i^* dz$$

$$D_e = \frac{1}{11.38} \int_0^4 7.59 dz$$

$$D_e = 2.67\text{m}$$

III.2.3. Calcul du facteur de portance K_p

Les valeurs de facteur de portance sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 2: facteur de portance pressiométrique [7]

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

Pour calculer le facteur de portance, on doit trouver la classe du sol selon le tableau des catégories conventionnelles des sols,

➤ **Classe du sol**

Le tableau suivant définit les catégories conventionnelles de sols en fonction de la pression limite mesurée par le pressiomètre Menard.

Tableau V. 3: Définition des catégories conventionnelles de sol [7]

Classe de sol.			Pressiometre PI (MPa)	Pénétromètre qc(MPa).
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A	Lâches	<0,5	<5,0
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compact	>2,5	>20
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	altérées	1,0 à 2,5	>5
	C	Compacte	>3,0	
Marnes, marnocalcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacte	>4,5	
Roches(1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	>4,5	

(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 constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 Mpa.

La pression limite $P_t = 7.79$ bars

D'après le tableau le sol est un sable de classe « B ».

$$k_p = 0,8 \times \left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \times \frac{D_e}{B} \right] = 0,8 \times \left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \times \frac{6,8}{10} \right) \times \frac{2,67}{6,8} \right] = 0,94$$

➤ **calcul de q_o**

Calcul de la contrainte vertical au niveau de la base de la fondation:

$$q_o = \gamma \cdot D = 1,8 \cdot 4 = 7,2 \text{ t/m}^2$$

Donc la capacité portante :

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{adm}} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0 = \frac{0.94}{2} \times 11.38 + 7.2 = 6.07 \text{ bars.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{adm}} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0 = \frac{0.94}{3} \times 11.38 + 7.2 = 4.28 \text{ bars.}$$

La contrainte admissible la plus défavorable à partir des deux méthodes (terzaghi et la méthode pressiométrique) est :

$$\text{L'ELU : } Q_{\text{adm}} = \min(4.406 ; 6.07) \quad Q_{\text{adm}} = 4.406 \text{ bars}$$

$$\text{L'ELS : } Q_{\text{adm}} = \min(3.028 ; 4.28) \quad Q_{\text{adm}} = 3.028 \text{ bars}$$

IV. Vérification de la contrainte :

$$Q_{\text{ser}} = 2307.717 \text{ t.}$$

$$M_{\text{ser}} = 275.64 \text{ t.m.}$$

Contrainte de référence, d'après Meyerhof, est donnée par :

$$q = \frac{Q}{(B - 2e) \cdot L}$$

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$e = \frac{275.64}{2307.717} = 0,12 \text{ m.}$$

$$q_{\text{réf}} = \frac{2307.717}{(6.8 - (2 \times 0,12)) \times 10} = 35.178 \text{ t/m}^2 = 3.518 \text{ bars}$$

$$q_{\text{réf(ELS)}} = 3.518 \text{ bars} > q_{\text{adm(ELS)}} = 3.028 \text{ bars.}$$

La contrainte transmise par la fondation superficielle au sol est supérieure à sa capacité portante, donc il faut opter pour des fondations sur pieux.

V. Estimation des tassements par la méthode pressiométrique

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62, titre V (1993), est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau.

Le module pressiométrique E_M est un module déviatorique, particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations pour lesquelles le champ de contrainte déviatorique est prépondérant, à savoir les fondations « étroites », telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art.

Le tassement à 10 ans d'une fondation encadrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface ajouter 20 %) est donné par les relations :

$$S(10 \text{ ans}) = S_c + S_d$$

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$s_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

S_d : tassement déviatorique.

S_c : Tassement sphérique.

q' : contrainte effective appliquée par la semelle $q'=3.518\text{bars}$.

B_0 : largeur de référence = 0.6 m,

α : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau suivant.

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

σ'_{v0} : contrainte effective verticale initiale du sol au niveau de la fondation.

$\sigma'_{v0} = \gamma.D = 1,8 \times 4 = 7.2 \text{ t/m}^2 = 0,504 \text{ bars}$.

Tableau V. 4: Valeurs du coefficient de forme λ_c et λ_d .

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

Tableau V. 5: Valeur du coefficient α selon Ménard

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

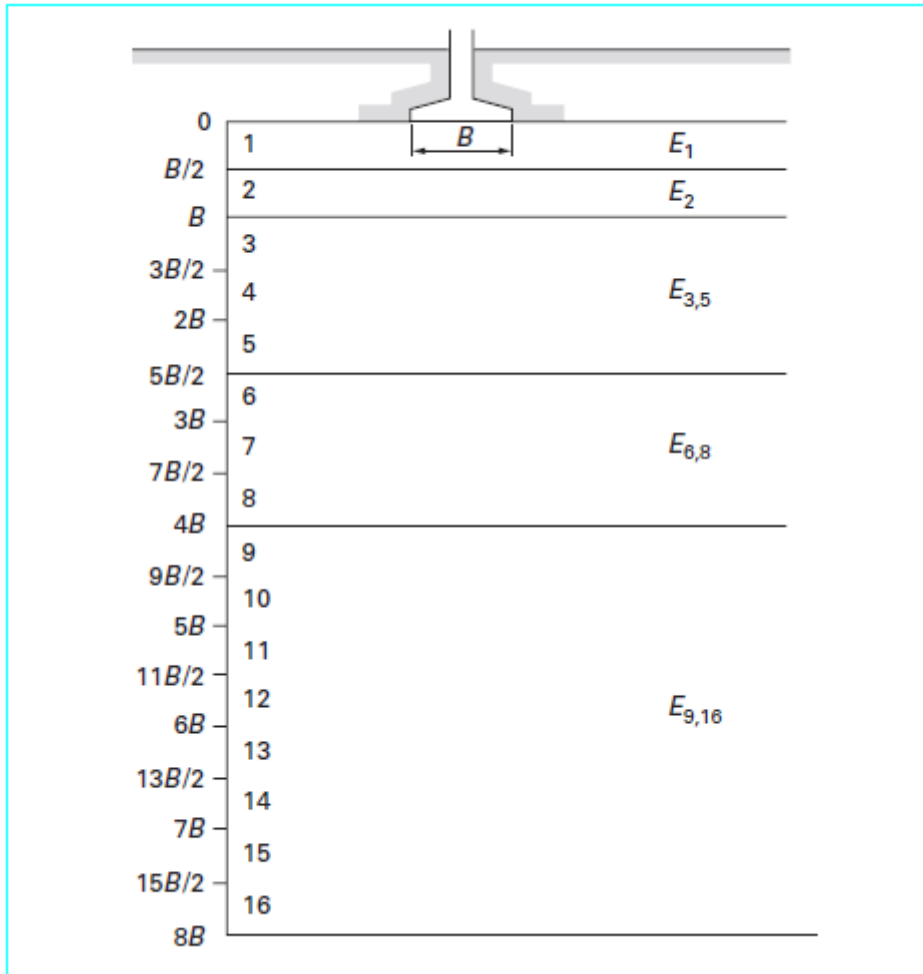


Figure V. 4:Découpage du sol d'assise en tranches pour le calcul des tassements par la méthode pressiométrique [4]

E_c et E_d sont donnés par les formules:

$$E_c = E_1$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

On a:

$$L/B = 10/6.8 = 1.47 \rightarrow \lambda_c = 1,20.$$

$$L/B = 10/6.8 = 1,47 \rightarrow \lambda_d = 1,53.$$

$$E_1 = E(0,5B) = E(3.4\text{m}) = 32.09 \text{ bars.}$$

$$E_2 = E(1B) = E(6.8\text{m}) = 68.87 \text{ bars.}$$

$$E_{3,5} = E(2,5B) = E(17\text{m}) = 79.055 \text{ bars.}$$

$$\frac{3}{E_d} = \frac{1}{32.09} + \frac{1}{0,85 \times 68.87} + \frac{1}{79.055}$$

$$E_d = 50 \text{ bars.}$$

$$E_c = E_1 = 32.09 \text{ bars.}$$

$$s_c = \frac{0.333}{9 \times 32.09} * (3.518 - 0.072) * 1.2 * 6.8$$

$$s_c = 0.026m = 26mm$$

$$s_d = \frac{2}{9 \times 500} * (35.18 - 7.2) * 0.6 \left(1.53 \cdot \frac{6.8}{0.6}\right)^{0.333}$$

$$s_d = 0.020m = 20mm$$

$$S = S_c + S_d = 26 + 20$$

$$S = 46mm.$$

Tenant compte de la faible portance du sol et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent pas constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage d'un point de vue résistance, les tassements obtenus sont pas excessifs. A cet effet, nous envisageons l'étude des fondations profondes de type pieux forés.

VI. Vérification de la capacité portante des pieux

- **Diamètre B :** le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est : $B \geq 0,8m$, selon le fascicule 62 titre V pour cela on choisit un diamètre $B = 1.20m$.
- **La hauteur d'ancrage h dans la couche porteuse :** couche de sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancré la base du pieu. l'épaisseur de cette couche, doit être $\geq 3B$ selon le fascicule 62 titre V, B étant le diamètre du pieu.

$h \geq 3B$, $h \geq 3.6m$. On prend la hauteur d'ancrage dans le sol résistant $h = 8m$.

- **Ancrage D :** la longueur d'un pieu selon le fascicule 62 titre V est en fonction de :
 - ✓ L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant
 - ✓ La profondeur du substratum résistant.

Dans notre cas la couche résistante se situe à partir de 12m, on prend un ancrage de 20 m.

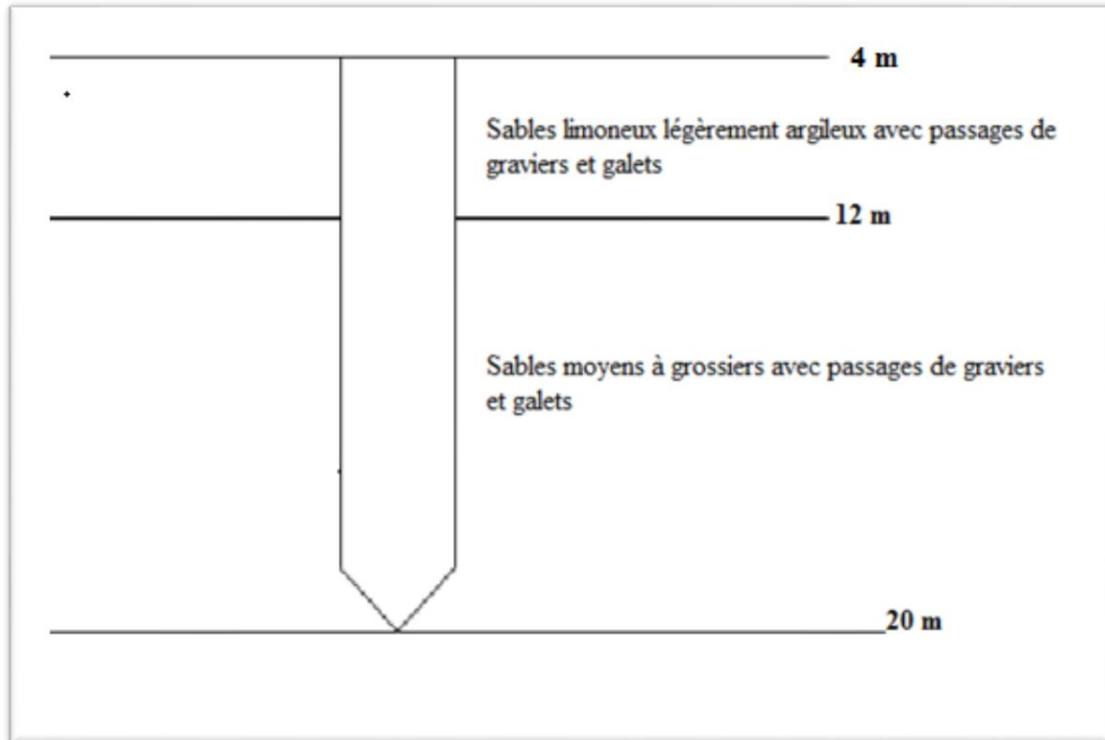


Figure V. 5 : Coupe géologique

VI.1. Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$$

Avec :

Q_{pl} : Charge limite de pointe.

Q_{sl} : Charge limite de frottement latéral.

VI.1.1. Charge limite de pointe Q_{pl}

Selon le fascicule 62 titre V, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p = k_p \times P_{le}^* \times A_p$$

q_{pl} : Contrainte limite de pointe.

A_p : Surface de la pointe.

P_{le}^* : La pression limite nette équivalente.

k_p : Facteur de portance.

VI.1.2. Calcul de la pression limite nette équivalente P_{le}^* :

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

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

Avec :

$$a = \text{Max}\left(\frac{B}{2}, 0.5\right)$$

$$a = \text{Max}\left(\frac{1.2}{2}, 0.5\right) = 0.6$$

$b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse $h=8\text{m}$.

$$b = \min(0.6, 8 \text{ m})$$

Alors on doit prendre $a=0.6\text{m}$ et $b=0.6$.

$$p_{le}^* = \frac{1}{0.6 + (3 * 0.6)} \int_{20-0.6}^{20+1.8} 21.22 \cdot dz$$

$$p_{le}^* = 21.22 \text{ bars}$$

VI.1.3. Calcul du facteur de portance k_p :

La valeur de facteur de portance dépend de la nature du sol et du mode 7 de la mise en œuvre du pieu, il est donnée par le tableau n° V.6

Tableau V. 6: les valeurs de coefficient de portance K_p . (fascicule 62 titre V)

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile limon	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes Marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2
(1) La valeur de K_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerne s'apparente le plus, le calcul propose ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches			

La nature de sol de la couche porteuse «Sables moyens à grossiers avec passages de graviers et galets »

Le Pieu mise en œuvre sans refoulement du sol

A partir des résultats pressiometrique, la valeur de pression limite est égale 2.122Mpa, d’après le tableau V.3 le sol est de « classe sables B, moyennement compacts »

Le coefficient de portance $K_p=1.1$ (voir le tableau V.6)

$$q_{pl}=k_p \times P_{le}^*=1.1*21.22=23.342 \text{ bars}$$

$$Q_{pl}=q_{pl} \times A_p=k_p \times P_{le}^* \times A_p=23.342*(3.14*0.6^2) =26.38 \text{ bars}$$

VI.2. Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_{sl} :

L’effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l’expression suivante :

$$Q_s=p \int_0^h q_s(z) dz= P \times \Sigma q_s \times h_i$$

P : désigne le périmètre du pieu.

q_s : le frottement latéral unitaire limite à la côte z .

VI.2.1. Frottement latéral unitaire limite q_s :

La valeur de frottement latéral unitaire limite à la profondeur z ($q_s(z)$)est donnée par l’abaque de la figure V.5, le choix de la courbe se fait en fonction du type de sol et du type du pieu comme indiqué dans le tableau V.7.

Tableau V. 7: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s

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

- (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.

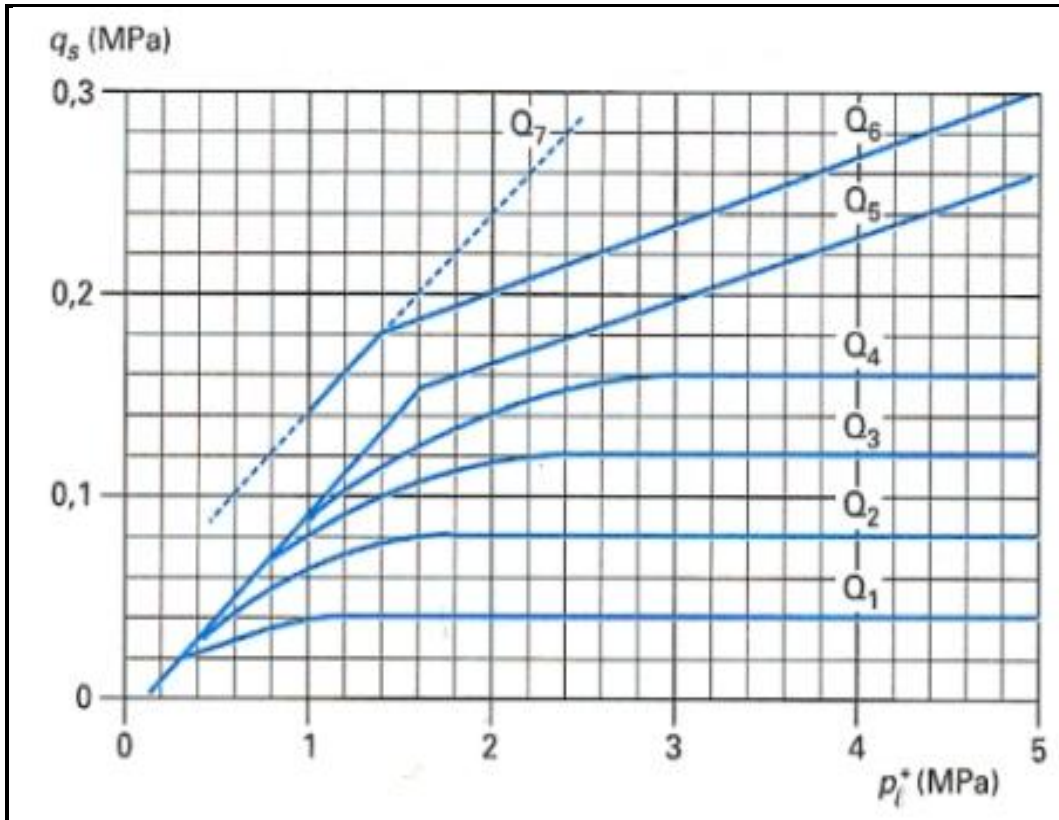


Figure V.6 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [9]

Sol(1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} p_l^* \text{ moy} = 10.77 \text{ bars} = 1.077 \text{ Mpa} \\ \text{type de pieu: foré à la boue} \rightarrow q_s = 0.06 \text{ Mpa} = 0.6 \text{ bars} \\ \text{type de sol: sable B graphe } Q_2 \end{array} \right.$$

Sol(2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} p_l^* \text{ moy} = 18.658 \text{ bars} = 1.8658 \text{ Mpa} \\ \text{type de pieu: foré à la boue} \rightarrow q_s = 0.08 \text{ Mpa} = 0.8 \text{ bars} \\ \text{type de sol: sable B graphe } Q_2 \end{array} \right.$$

Donc :

$$Q_s = P \times \sum q_s \times h_i$$

$$Q_s = 3.14 \times 1.2 \{ (8 \times 0.6) + (12 \times 0.8) \} = 54.26 \text{ bars}$$

Charge limite Q_l

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 26.38 + 54.26 = 80.64 \text{ bars} = 8064 \text{ KN}$$

VI.3 Calcul la charge de fluage :

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$$

$$Q_c = 0.5 (26.38) + 0.7 (54.26) = 51.172 \text{ bars} = 5117,2 \text{ KN}$$

VI.4 Calcul de la charge nominal Q_n :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} = \frac{8064}{1.4} = 5760 \text{ KN}$$

VI.5 Calcul du nombre de pieux :

$$N = \frac{R}{Q_{adm}} = \frac{R}{\frac{Q_c}{1.4}}$$

N : nombre de pieux

R : réaction transmise de la culée au sol de fondation (chapitre 4, tableau IV.10)

AN :

$$N = \frac{2307.717}{\frac{511.7}{1.4}} = 6 \text{ pieux}$$

On prend 6 pieux qu'on dispose en deux files de 3 pieux.

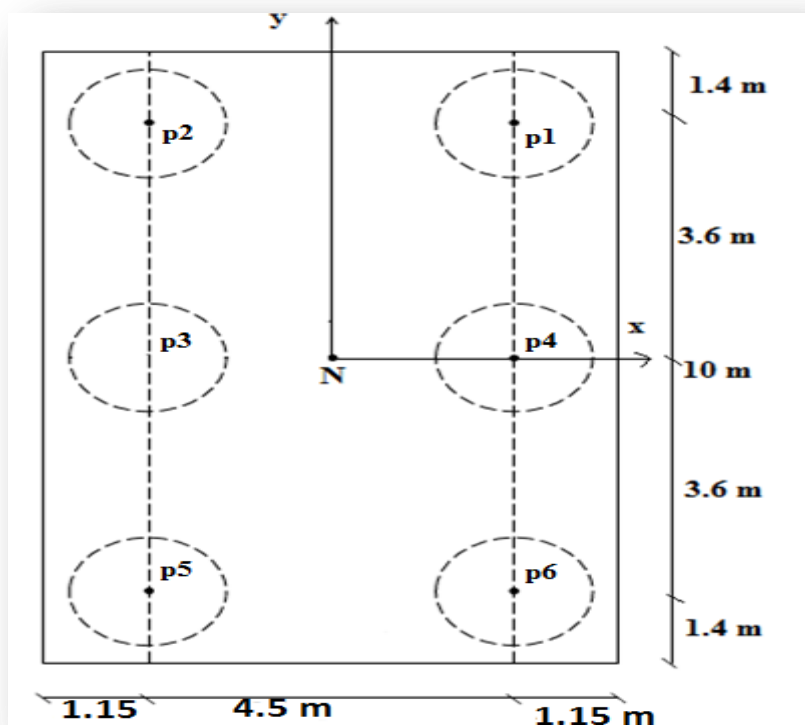
VI.6 Disposition des pieux

Figure V. 5: Vu en plan de la semelle

VI.7. Calcul des efforts repris par chaque pieu

Pour connaître l'effort auquel est soumis le pieu "i", de coordonnées x_i, y_i , on applique la formule suivante :

$$F_i = \frac{N}{r} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} * y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} * x_i$$

r : nombre total des pieux.

Avec $N_u = 2307.717$ kN.

$M_{xG} = M_x - M_x * e$.

$M_x = 242.56$ kN/m.

Nombre de pieu	x_i	y_i	$\frac{N_u}{r}$	$\frac{M_x \cdot y_i}{I_x}$	$\frac{M_y \cdot x_i}{I_y}$	N_{ui}
P_1	2.25	+3.6	348.62	16.85	0	365.46
P_2	-2.25	+3.6	348.62	16.85	0	365.46
P_3	-2.25	0	348.62	0	0	348.62
P_4	2.25	0	348.62	0	0	348.62
P_5	-2.25	-3.6	348.62	-16.85	0	331.77
P_6	2.25	-3.6	348.62	-16.85	0	331.77

On remarque que tous les pieux sont comprimés

$$N_u^{\max} = 365.46 \text{ KN } (P_1 \text{ et } P_2)$$

$$N_u^{\min} = 331.77 \text{ KN } (P_5 \text{ et } P_6)$$

VI.8 Vérification de l'efficacité du groupe du pieu

- Calcul l'efficacité de groupe :

La formule de converge labarre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux. Elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe excepté la longueur des pieux.

$$C_e = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{B}{d}\right)}{\frac{\pi}{2}} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right).$$

Avec :

B : diamètre des pieux.

d : entre axe des pieux.

m : nombre de rangées.

n : nombre de colonnes de pieux.

$$C_e = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{6.8}{3.6}\right)}{360} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right) = 0.79 = 79\%$$

$$C_e = 79\% .$$

On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

$$\sum_{j=1}^N F_{di} \leq C_e \cdot N \cdot Q_{max}$$

F_{di} : La charge axiale sur le pieu.

C_e : Coefficient d'efficacité.

Q_{max} : Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé.

N : Le nombre des pieux de la culée.

AN :

$$\sum_{j=1}^N F_{di} = (365.46 * 2) + (348.62 * 2) + (331.77 * 2) = 2091.7 \text{ KN}$$

$$C_e \cdot N \cdot Q_{max} = 0.79 * 6 * 367.76 = 2206.56 \text{ kN}$$

2091.7 KN < 2206.56 KN (vérifier).

VI.9. Estimation de tassement du groupe des pieux

- **Tassement d'un pieu isolé**

Quel que soit le type de pieu utilisé, il ne faut **jamais** dissocier l'étude du tassement d'un sol et l'étude des pieux. En effet, au fil des années, le terrain se tassant, la longueur considérée comme active pour les forces de frottements latéraux seront moindre. D'où, il en résultera une portance plus faible.

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

L'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à $0,7Q_c$ et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0,30 et 1,50 m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence $0,7 Q_c$:

- **Tassement Pieux forés**

$$S_{\text{ref}} = 0,006 \times B$$

(Avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,010 B) ;

Pour : $0.7 Q_c = 3\,523.695 \text{ KN}$ on aura un tassement de 7.2 mm.

Donc pour 5117.2 KN on aura un tassement de 10.46 mm.

III.9.1. Tassement d'un groupe de pieux

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

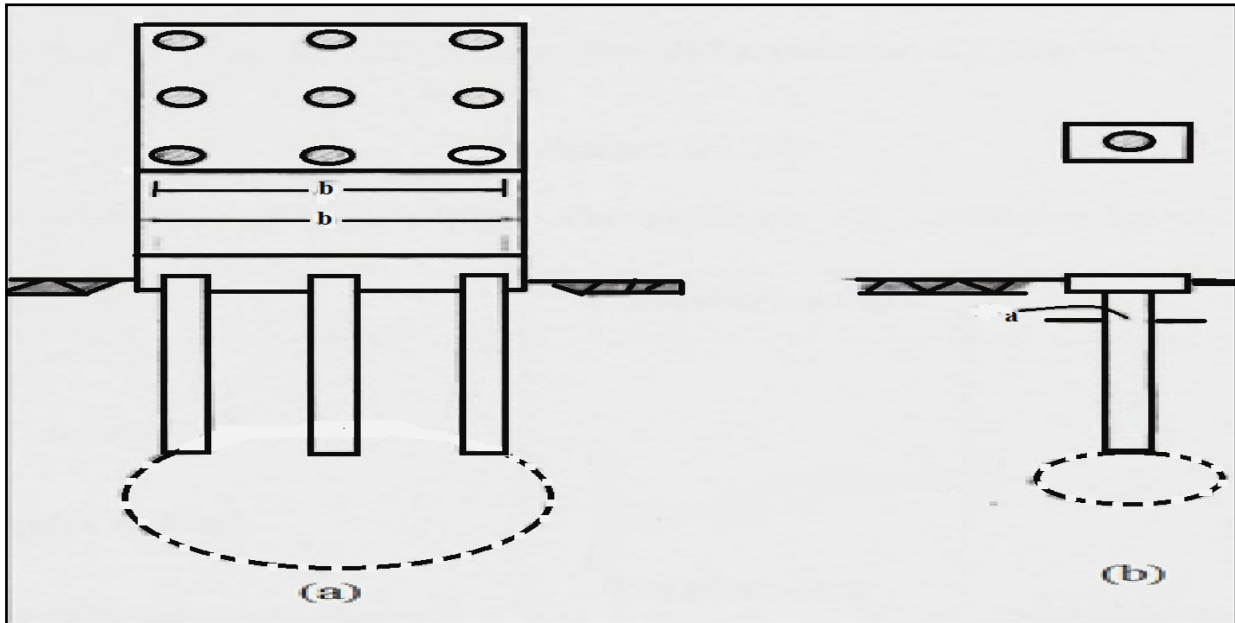


Figure V.8: Zone d'influence pour tassement ((a) de groupe de pieux et (b) d'un pieu isolé)

- **Tassement de groupe de pieux et d'un pieu isolé**

Et pour le calcul, on propose une méthode simple recommandée par (Vesic, 1977) :

$$S_G = S \times \sqrt{\frac{B_G}{b}}$$

Avec :

B_G : Largeur de groupe de pieux.

b : Diamètre de pieu isolé.

Donc :

$$S_G = 2.23 \text{ cm.}$$

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire (c et ϕ) et de l'essai pressiométrique, est-on à considérer la contrainte admissible la plus défavorable à partir de ces méthodes.

La contrainte transmise par la fondation superficielle au sol est supérieur à sa capacité portante ce qui fait appel à des fondations profondes de type pieux forés.

Le calcul de fondation profonde a été effectué par la méthode pressiometrique.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif de notre travail est l'étude des fondations d'un pont à poutres en béton précontraint situé à Souk el tenine (Bejaia).

Cet ouvrage permet de franchissement de la RN09 du Pk 00 au Pk 1+060, il permettra de désengorger la circulation de la RN09 et assurer la fluidité du trafic.

Dans un premier lieu, nous avons présenté l'ouvrage ainsi que les reconnaissances géotechnique du site. Nous avons ensuite prédimensionné les éléments du tablier et calculé les charges transmises aux appuis, puis nous avons vérifié la stabilité des deux culées qui constituent les appuis de ce pont.

Dans la dernière partie, nous avons vérifié les fondations sous les culées. Les calculs de la capacité portante et des tassements ont montré que les fondations superficielles sont insuffisantes, c'est pourquoi nous avons opté pour des pieux sur les deux culées, ancrées dans la couche de sables moyens à grossiers avec passages de graviers et galets.

La vérification de la capacité portante des pieux à partir de l'essai pressiométrique a donné nombre de 6 pieux de diamètre 1.20 m, et de longueur $L = 20$ m.

Bibliographie

[3] :Calgaro J.A. Projet et construction des ponts: Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants.2^{ième} édition ponts et chaussées, 1991.

[7] : fascicule 61 titre II. Conception calcul et épreuves des ouvrages. programme de charges et épreuve des ponts routes.1980

[9] : fascicule 62 titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.1993

[1] : leguen M.pujades P. Document ressource les ponts. Académie versailles.2008

[5] : LABORATOIRE SOUMMAM AMIZOUR. Rapport de sol n°001/EG/2015

[2] : Roger Frank. Calcul des fondations superficielles et profonds.2010 (Technique de l'ingénieur, presse de l'école nationale des ponts et chaussées

[8] : RPOA. Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. Ministère des travaux publics. Alger, 2008.

[6] : service d'études technique des routes et autoroutes. Centre des techniques. Ponts à poutre préfabriquées par post tension. 1996

[4] : service d'études technique des routes et autoroutes. Guide de conception, 1996.