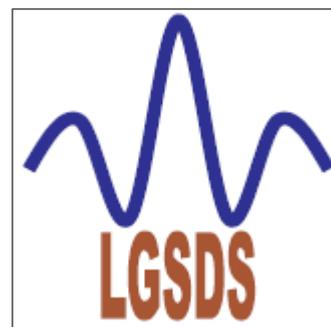


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Etude de la pile d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension

Proposé et dirigé par :

Mr S.LAKEHAL, MAA à l'ENP

Présenté par :

MEDJOU DJ Lynda

Soutenue publiquement le 14/06/2015 devant le jury composé de :

Président :

Mr. S. BELKACEMI

Professeur à l'ENP

Examineurs:

Mme .MORSLI

Professeur à l'ENP

Mr. A. LARIBI

Docteur à l'ENP

Mr. M. DEMIDEM

MAA à l'ENP

Promotion: Juin 2015

**Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi B.P. 182 El-Harrach 16200
Alger, Algérie**

REMERCIEMENT

Je remercie ALLAH notre Dieu le tout puissant de m'avoir donné patience, santé et volonté tous au long de mon étude.

Je tiens à remercier tout particulièrement mon promoteur **Mr.S.LAKEHAL** pour les précieux conseils et remarques qu'il a formulé tout au long de ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail et plus particulièrement **Mr.SENOUNE Mahmoud**, ingénieur de la direction des travaux public de la wilaya de Bejaïa.

En fin, j'exprime toute mon reconnaissance à tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

MEDJOU DJ Lynda

DÉDICACE

Je dédie ce travail

A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé.

A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ; ma chère mère, celle à qui je souhaite une longue vie.

A mes frères et mes sœurs :

Walid, Toufik, Kahina , Radia , Sakina et Lila.

A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour.

A ma copine de chambre Saoussane, à ma binôme Nour Elhouda.

A tous mes amis

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apportés l'aide et le soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

Lynda

ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة عمود لجسر ذو روافد متعددة ذو خرسانة مسبقة الإجهاد، الواقع على الطريق المزدوجة رقم 01 عابرا واد في ولاية المدية. طول الجسر 32.5م (06 امتدادات) مع سطح مكون من 06 روافد، متكأ على دعامتين في الأخير انهي بتسليح العناصر المكونة للعمود

كلمات مفتاحية: خرسانة مسبقة الإجهاد, عمود, متكأ, رافدة

Résumé

Le but de ce travail est d'étudier la pile d'un pont à poutres multiples en béton précontraint situé sur le dédoublement de la route RN01, franchissant un oued dans la wilaya de MEDEA, il a une portée de 32.5m (six travées) avec un tablier à six poutres, et simplement appuyé sur les deux côtés.

En fin, on termine par le ferrailage des éléments de la pile.

Mots-clés: béton précontraint, pile, pieux, poutre.

Summary

The purpose of this work is to study the pile of a multi-beam bridge in prestressed concrete, located on the duplication of the road RN01 r, crossing a river in the province of Medea, it has a range of 32.5m (six spans) with a deck which six beams, and simply supported on both sides. Finally, we end with the reinforcement of the pile elements.

Keywords: prestressed concrete, pile, piles, beam.

Tables des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de projet	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation du projet.....	2
I.3 Données fonctionnelles.....	2
I.3.1 Tracé en plan.....	3
I.3.2 Profil en long.....	3
I.3.3 Profil en travers.....	3
Chapitre II : Etude de la pile	
II.1 Introduction.....	6
II.2 Définition.....	6
II.3 Pré dimensionnement des éléments de la pile.....	6
II.3.1 Chevêtre.....	6
II.3.2 Fûts	7
II.3.3 Semelle.....	7
II.3.4 Pieu	8
II.4 Répartition des charges sur la pile (calcul des réactions max).....	9
II.4.1 Poids propre du tablier.....	9
II.4.2 Poids propre du chevêtre.....	9
II.5 Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max).....	9
II.5.1 La surcharge A (l).....	9
II.5.2 Chargement Bc.....	10
II.5.3 Charge Mc120.....	10
II.5.4 Chargement D240.....	11
II.6 Combinaison d'action.....	12
II.7 Etude et ferrailage de la pile.....	12
II.7.1 Le chevêtre.....	12
II.7.1.1 Étude de chevêtre.....	13
II.7.1.1.1 Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.S.....	13
II.7.1.1.2 Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.U.....	13
II.7.1.2 Les diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant.....	14

II.7.1.3 Ferrailage du chevêtre à la flexion.....	15
II.7.1.4 Etude du chevêtre à la torsion.....	17
II.7.2 Calcul de fût.....	20
II.7.2.1 Caractéristique de fût.....	20
II.7.2.2.Evaluation des charges et surcharges dans les conditions normales.....	20
II.7.2.3 Vérification de flambement du fût.....	22
II.7.2.4 Ferrailage du fût.....	22
II.8 Etude de la semelle.....	23
II.8.1 Evaluation des efforts à la base de la semelle.....	23
II.8.2 Ferrailage de la semelle.....	24
II.8.2.1 Effort revenant à chaque pieu.....	24
II.8.2.2 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles).....	25
II.9 Les pieux.....	27
II.9.1 Action sur les pieux.....	27
II.9.2 Effort tranchant en tête du pieu.....	28
II.9.3 Ferrailage du pieu	29
II.9.3.1 Ferrailage longitudinale.....	29
II.9.3.2 Ferrailage transversales.....	29
II.10 Conclusion.....	29
Conclusion générale.....	30
Référence bibliographique.....	32

Liste des figures

Figure I. 1 : Plan de situation du projet.	2
Figure I. 2 : Tracé en plan.	3
Figure I. 3 : Profil en long.	3
Figure I. 4: Profil en travers.	4
Figure I. 5 : Echantillon de sol.	4
Figure II. 1: Pré dimensionnement du chevêtre.	7
Figure II. 2 : Dimensions de la pile.	8
Figure II. 3: coupe transversale de la pile.	8
Figure II. 4: Surcharge A(l) pour une travée chargée.	9
Figure II. 5: Surcharge A(l) pour deux travées chargée.	9
Figure II. 6 : Chargement Bc 1ère cas.	10
Figure II. 7 : Chargement Bc 2ème cas.	10
Figure II. 8: Charge Mc120 1ère cas.	11
Figure II. 9 : Charge Mc120 2émecas.	11
Figure II. 10: Chargement D240 1érecas.	11
Figure II. 11: Chargement D240 2ème cas.	12
Figure II. 12: Modélisation du chevêtre.	13
Figure II. 13: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS.	15
Figure II. 14 : Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU.	15
Figure II. 15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.	15
Figure II. 16: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.	16
Figure II. 17 : calcul du moment de torsion.	18
Figure II. 18 : : Section de torsion.	19
Figure II. 19 : ferrailage de chevêtre.	20
Figure II. 20 : ferrailage du fût.	24
Figure II. 21 : La coupe transversale de la semelle.	26
Figure II. 22: Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.	27
Figure II. 23 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.	28
Figure II. 24: Ferrailage de pieu.	30

Liste des tableaux

Tableau II.1: Le sondage.	5
Tableau II.2: hauteur des piles	7
Tableau II.3: Récapitulatif des réactions des surcharges.....	12
Tableau II.4: récapitulatif des Sollicitations.	21
Tableau II.5: Les valeurs des efforts après la combinaison.	22
Tableau II.6: Les valeurs des efforts après la combinaison par fût.....	22
Tableau II.7: Récapitulatif des efforts.	24
Tableau II.8: Les valeurs des efforts après la combinaison.	24
Tableau II.9: récapitulatif des efforts.	25

Introduction générale

L'étude de la pile d'un pont présente un intérêt particulier dans l'ensemble de l'étude du pont car elle influe sur le choix des techniques utilisées et par conséquent sur le coût général de l'ouvrage. Cette étude consiste à dimensionner et ferrailer tous les éléments de la pile et à vérifier la stabilité globale de la structure.

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Parmi les différents types de piles qui sont disponibles on a choisi pour une pile constituée d'un chevêtre et de trois fûts.

Selon le rapport du sol, la solution envisagée pour les fondations était des fondations profondes.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal.

Parmi les types de ponts, on distingue les ponts à poutres.

Lorsque la distance de franchissement augmente, les extrémités des poutres reposent sur des piles.

I.2 Présentation du projet

Le projet à étudier est un pont à poutre précontrainte sur la RN 01, dans le cadre du projet du dédoublement de la RN 1 entre Kasr El Boukhari et Boughezoul. Cet ouvrage à une longueur 196 m .Il permet le franchissement d'oued Chélif.



Figure I. 1 : Plan de situation du projet.

I.3 Données fonctionnelles

I.3.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces point caractéristique. La structure géométrie de l'ouvrage a une longueur de 196 m.

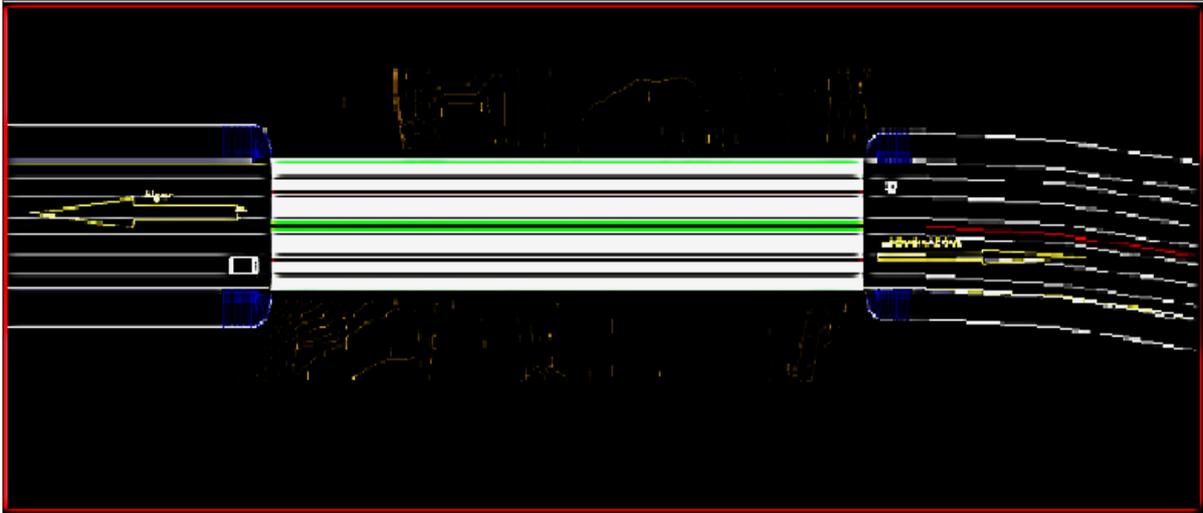


Figure I. 2 : Tracé en plan.

I.3.2 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente six travées de 32.5 m.

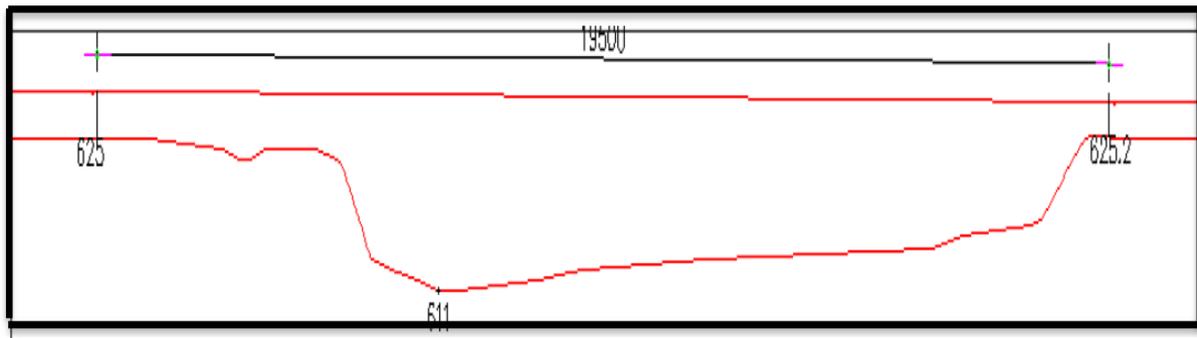


Figure I. 3 : Profil en long.

I.3.3 Profil en travers

Ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussé est défini par :

- ✓ Largeur de la chaussé : 9,5m.
- ✓ Nombre de voies de circulations : 2 voies + bande d'urgence.
- ✓ Largeur de (trottoir + corniche) : 0,50m.
- ✓ Le divers : 2,5%.
- ✓ La largeur totale : 10.5m.

C'est un pont de 1ere classe selon le RCPR.

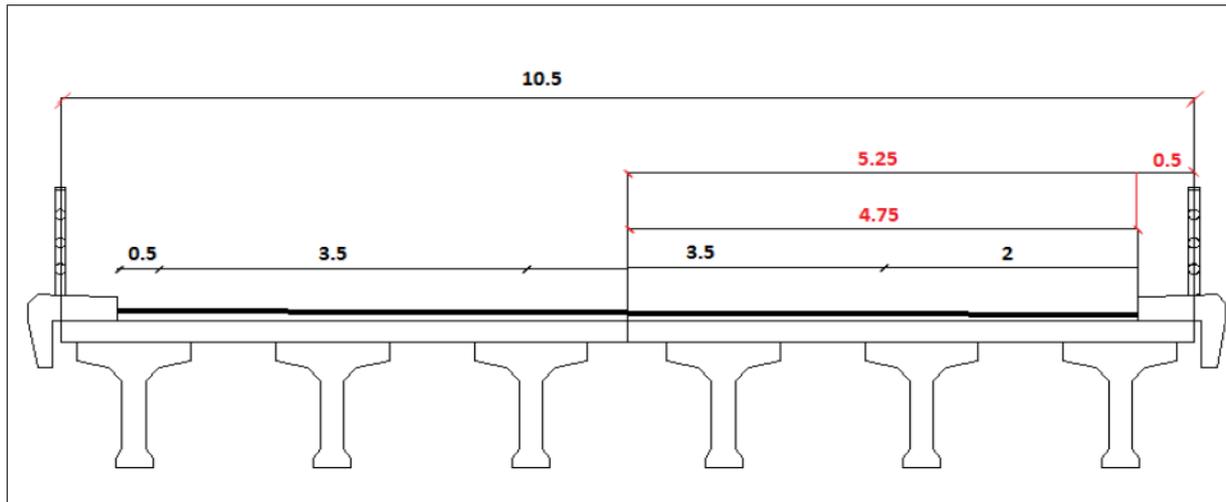


Figure I. 4: Profil en travers.

I.4 Données naturelles

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant. Elle permet de choisir les fondations appropriées pour les appuis, et de choisir le bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Une étude géotechnique a été effectuée et d'après les résultats de cette étude nous avons opté pour des fondations profondes avec pieux circulaires.

La campagne reconnaissance par sondages carottés a permis de mettre en évidence un substratum marneux, grisâtre, induré, par endroits fragmenté et broyé, recouvert de dépôts superficiels constitués essentiellement de limons, sables et argiles.



Figure I. 5 : Echantillon de sol.

Tableau II. 1 : Le sondage.

Profondeur(m)	Description
0.00-1.80	Limons sableux, brunâtres.
1.80-2.80	Argile sableux-limoneuse, marron à brunâtres.
2.80-5.10	Sable limoneux-argileux, brunâtre avec traces de gypses.
5.10-15.00	Sable fin limoneux, finement argileux jaunâtres avec traces de gypses.
15.00-16.80	Argile marneuse.
16.80-30.00	Marne indurée, limoneuse de consistance rocheuse par endroits effritée et broyé avec quelque joints remplis de calcite.

Chapitre II : Etude de la pile

II.1 Introduction

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

L'ouvrage franchit un oued, alors on a opté pour la solution d'une pile portique pour des raisons économiques.

II.2 Définition

Une pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage elle se compose, dans notre cas, d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de trois fûts de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations et d'une semelle superficielle, vue le rapport du sol. Elle intervient dans la résistance globale du pont. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.....

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

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

Il existe plusieurs types de piles :

- Pile voile.
- Pile en caisson.
- Pile marteau.
- Pile en fûts.

Dans notre projet on utilise pile en fûts.

II.3 Pré dimensionnement des éléments de la pile

II.3.1 Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- **Hauteur h_c**

$-h_c = 0,4 (e - \Phi) \text{ à } 0,5 (e - \Phi)$

- $e=3,6$ m : espacement des fûts.

- $\Phi =1,2$ m : diamètre du fût.

D'où : $hc= 0,5(3,6-1,2) = 1,2$ m.

- **Longueur du chevêtre L_c**

Elle est égale à la largeur totale du tablier : $L_c =10.5$ m

- **Largeur du chevêtre l_c**

- $l_c=2 \times (c_1+ c_2+ c_3+ c_4+ c_5)$.

- $c_1=0,55$ m

- $c_2=0,175$ m

- $c_3=0,05$ m

- $c_4 > 0,2$ m on prend : $c_4 = 0,4$ m .

D'où : $l_c=2,35$ m

On prend : $c_4=0,42$ m.

Donc : $l_c=2,4$ m

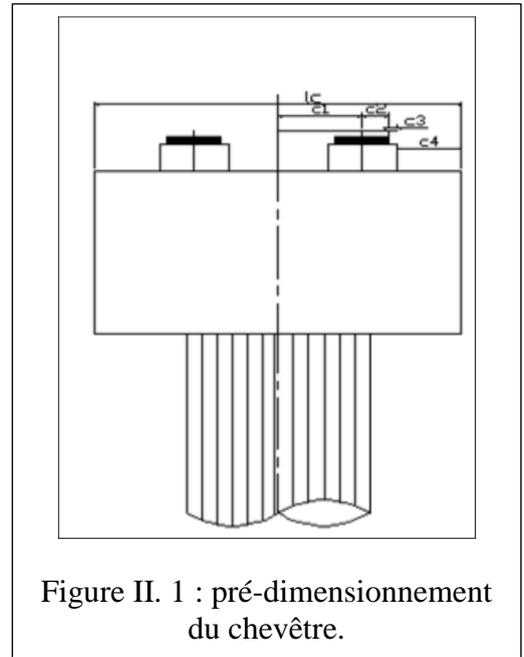


Figure II. 1 : pré-dimensionnement du chevêtre.

II.3.2 Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes : Un diamètre fixe à 1,2 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II. 1: hauteur des piles

désignation	Pile01	Pile02	Pile03	Pile04	Pile05
Côte projet (m)	629.06	628.79	628.51	628.41	628.12
Côte TN (m)	614.86	613.34	614.83	613.34	614.86
Côte de la fondation (m)	613.80	612.43	613.52	612.43	613.80
Hauteur de la pile (m)	11.9	11.5	13.06	13.06	11.9
Hauteur du Fût (m)	10.7	10.5	11.68	10.86	10.7

II.3.3 Semelle

- Longueur de la semelle : $L=10.5$ m.
- Hauteur de la semelle : $h=1,6$ m
- Largeur de la semelle : $B = 5$ m
- Ancrage de la semelle : 1,9m

- Béton de propreté : 0,10 m.

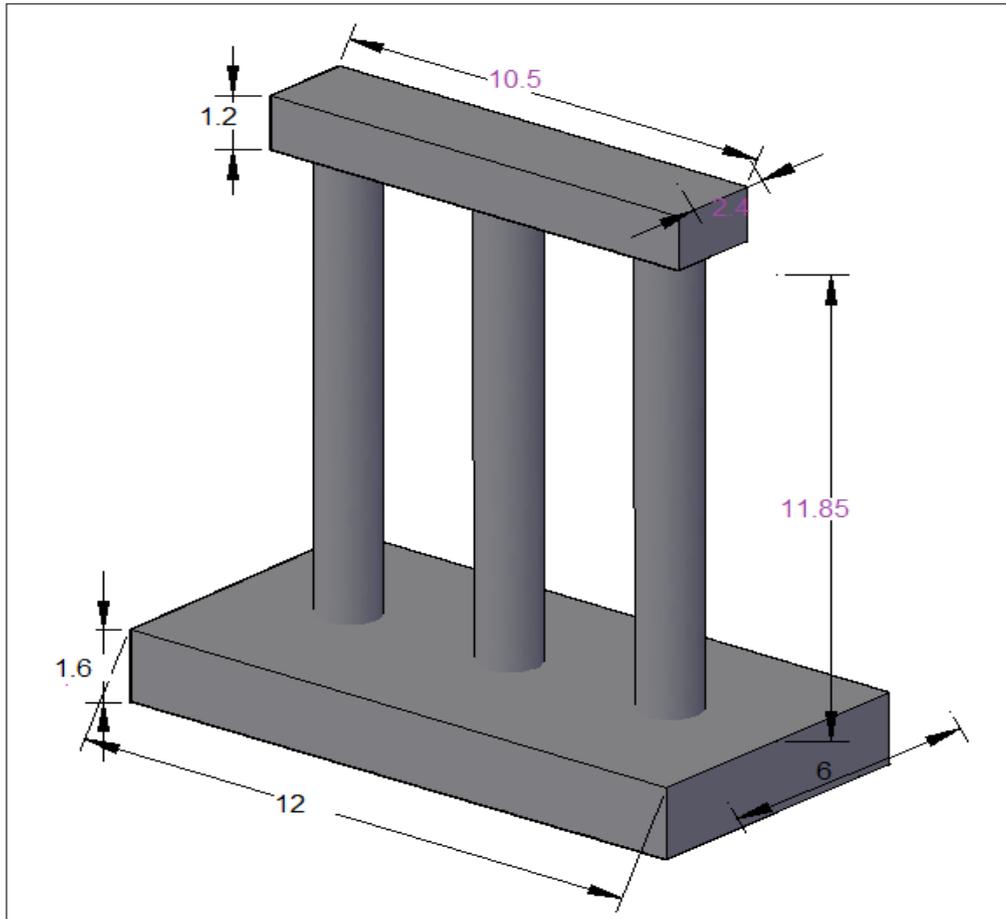


Figure II. 2 : dimensions de la pile.

II.3.4 Pieu

On a utilisé des pieux de diamètre $\Phi=1,2$ m (Fondation profonde).

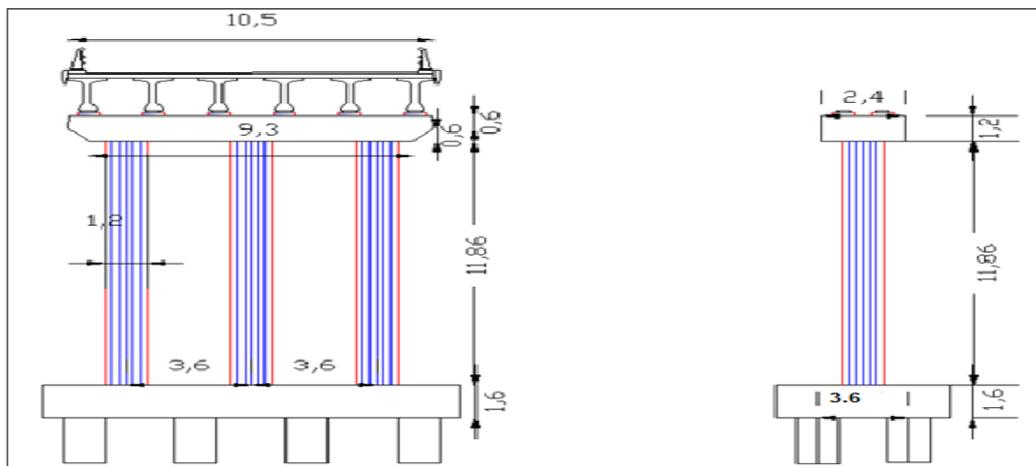


Figure II. 3: coupe transversale de la pile.

II.4 Répartition des charges sur la pile (calcul des réactions max)

II.4.1 Poids propre du tablier

- Le poids propre du tablier : $G \cdot L = 17.684 \cdot 32.5 = 574,73t$.
- Le poids propre des dés d'appuis = 0.78t
- La charge reprise par chaque pile : $G \cdot L / 2 = 287,365t$.

II.4.2 Poids propre du chevêtre

$$G_c = \rho_b \cdot V = 2.4 \times 1.2 \times 10.5 \times 2.5 = 75,6t.$$

II.5 Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)

II.5.1 La surcharge A (I)

- Une travée chargée :

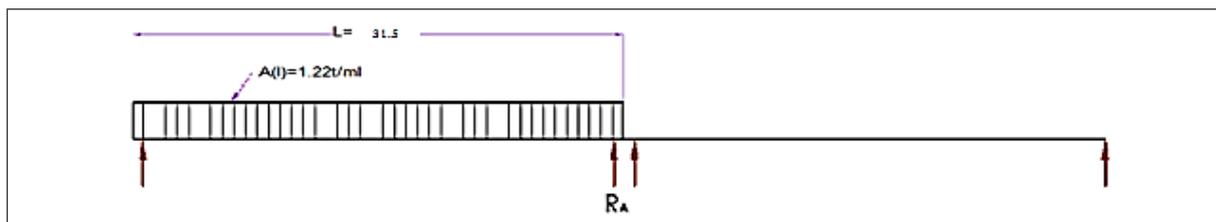


Figure II. 4: surcharge A(l) pour une travée chargée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A(l) = 0,23 + \frac{36}{12+32.5} = 1,04t/m^2 \\ R_{T1} = 1,22 \cdot 9.5 \cdot 32.5 / 2 = 188.34 t. \end{array} \right. \quad A(L) \times a1 \times a2 = 1,22t/m^2$$

- Deux travées chargées :

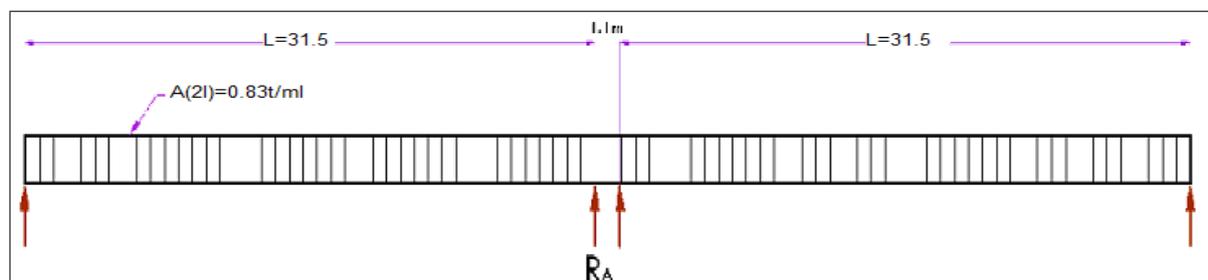


Figure II. 5: surcharge A(l) pour deux travées chargées.

$$\left\{ \begin{array}{l} A(2l) = 0,23 + \frac{36}{12+65} = 0,706t/m^2 \\ R_{max} = 0,83 \cdot 9.5 \cdot 65 / 2 = 256.26 t. \end{array} \right. \quad A(2l) = 0,83t/m^2$$

II.5.2 Chargement Bc

- **1^{er} cas** : Chargement 1 : trois voies chargées sur 1 seule travée.
 $S = 30 \times 6 = 180 \text{ t}$, $b_c = 1,1$, $G = 574,73 \text{ t}$. $\delta = 1,0963$.

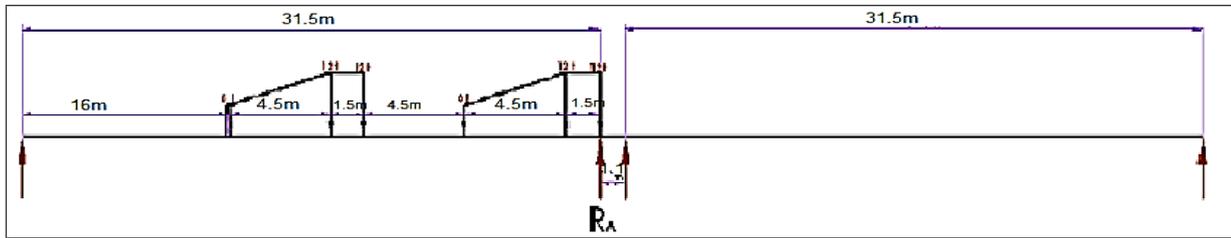


Figure II. 6 : chargement Bc 1^{er} cas.

$$\left\{ \begin{aligned} R &= 1/31.5 \times (36 \times 31.5 + 36 \times 30 + 18 \times 25.5 + 36 \times 22 + 36 \times 20.5 + 18 \times 16) = 142.57 \text{ t} \\ R_{\max} &= R \times 0.95 \times 1,096 = 148.44 \text{ t} \end{aligned} \right.$$

- **2^{ème} cas** : Chargement 2 : trois voies chargées sur les deux travées.

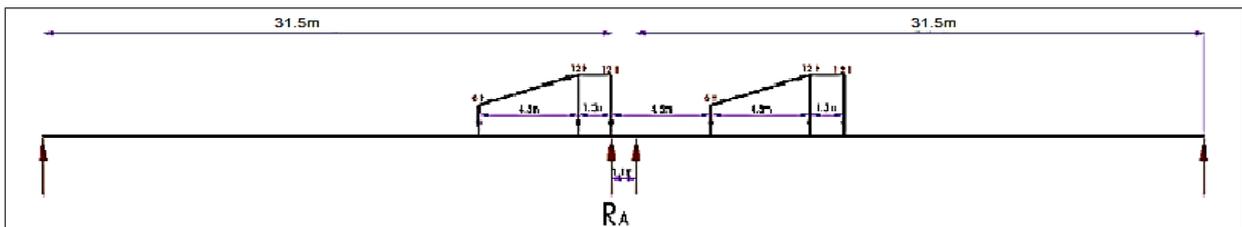


Figure II. 7 : chargement Bc 2^{ème} cas.

$$\left\{ \begin{aligned} R_1 &= 1/31.5 (36 \times 31.5 + 36 \times 30 + 18 \times 25.5) = 84.86 \text{ t} \\ R_2 &= 1/31.5 (36 \times 22.1 + 36 \times 20.6 + 18 \times 16.1) = 58 \text{ t} \\ R_{\max} &= (58 + 84.86) \times 0.95 \times 1,096 = 148.75 \end{aligned} \right.$$

II.5.3 Charge Mc120

- **1^{er} cas** :

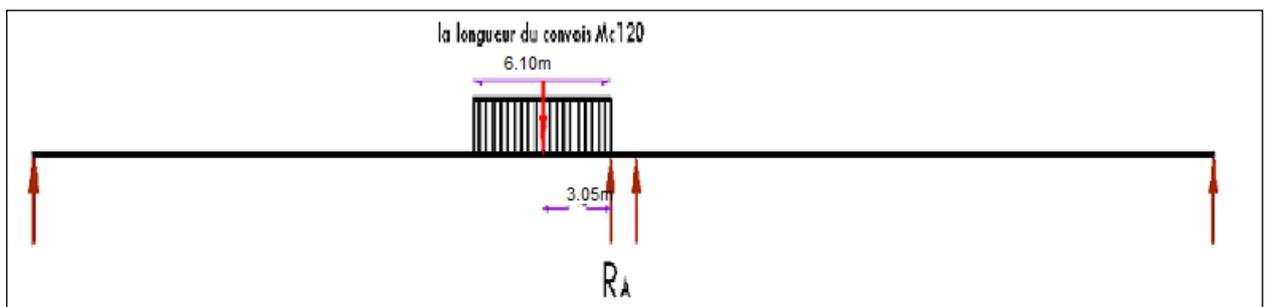


Figure II. 8 : charge Mc120 1^{ère} cas.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{T1} = \frac{110}{31.5} \times 28.45 = 99.35t \quad ; \quad \delta = 1,083 \\ R_{\max} = 99.35 \times 1,083 = 107.60t \end{array} \right.$$

2^{ème} cas :

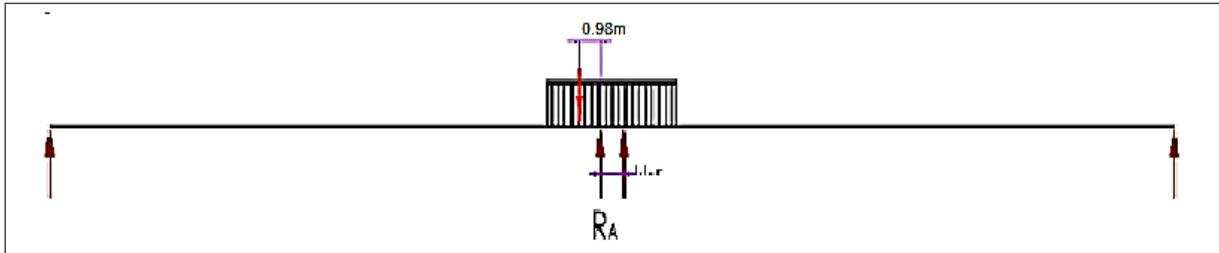


Figure II. 9 : charge Mc120 2^{ème} cas.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{T2} = \frac{110}{31.5} \times 30.52 = 106,58t \quad ; \quad \delta = 1,06 \\ R_{\max} = 106,58 \times 1,06 = 112,97t \end{array} \right.$$

II.5.4 Chargement D240

1^{er} cas :

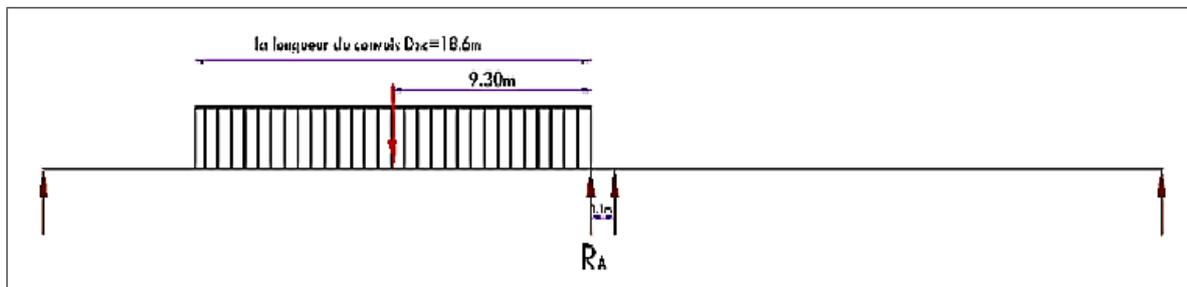


Figure II. 10: chargement D240 1^{ère} cas.

$$R_{\max} = (240 / 31.5) \times 22.2 = 169,14t$$

2^{ème} cas :

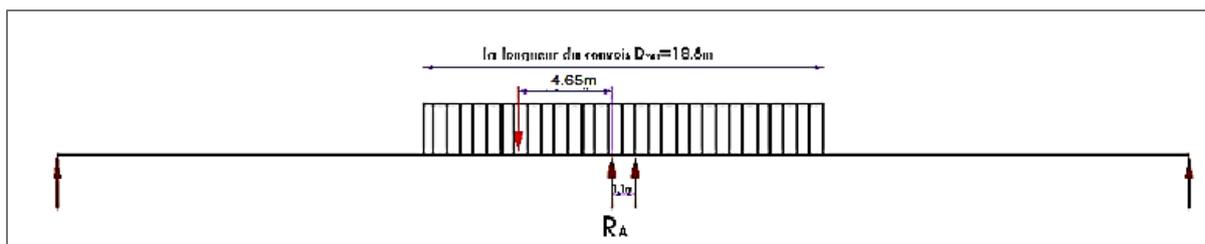


Figure II. 11: chargement D240 2^{ème} cas.

$$R_{\max} = (120 / 31.5) * 27.125 = 103.33 \text{ t.}$$

Tableau II. 2 : récapitulatif des réactions des surcharges

Désignation	réaction (t)
A (L)	256.26
Bc	148.75
Mc120	112,97
D240	169,14

II.6 Combinaison d'action

A L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} R_1 = R_{cp} + 1,2 (R_{A(L)} + R_{ST}) = 574,73 + 1,2 (256.26 + 0) = 882.242 \text{ t} \\ R_2 = R_{cp} + R_{D240} = 574,73 + 169,14 = 743.87 \text{ t} \end{array} \right.$$

A L'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} R_1 = 1,35 R_{pt} + 1,6 (R_{A(L)} + R_{ST}) \\ R_1 = 1,35 \times 574,73 + 1,6 (256.26 + 0) = 1185.90 \text{ t.} \\ R_2 = 1,35 R_{pt} + 1,35 R_{D240} \\ R_2 = 1,35 \times 574,73 + 1,35 \times 169,14 = 1004.22 \text{ t.} \end{array} \right.$$

La réaction la plus défavorable est celle du convoi A(l) à l'ELU : $R_1 = 1185.90 \text{ t.}$

II.7 Etude et ferrailage de la pile

II.7.1 Le chevrete

Le rôle du chevrete est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, à savoir les futs et la semelle. Il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier.

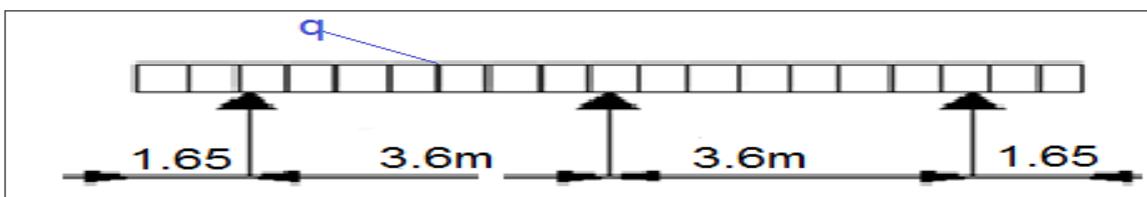


Figure II. 12: modélisation du chevrete.

- Poids de (Tablier + Surcharge):

$$P_1 = \frac{574.73 + 1,2 \times (256.26 + 0)}{10.5} = 84.023 \text{ t/ml.}$$

- Poids de chevêtre :

$$P_2 = 2,4 \times 1,2 \times 2,5 = 7,2 \text{ t/ml}$$

- Poids totale sur le chevêtre :

$$P_{total} = 91.22 \text{ t/ml.}$$

II.7.1.1 Étude de chevêtre

II.7.1.1.1 Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.S

a/ Moment Sur appui :

$$P_{ser} = 91.23 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = M_2 = - 91.23 \times \frac{1,65^2}{2} = - 124.18 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{4 \times 3,6} \left[-91.23 \times \frac{3,6^3}{4} \times 2 + 2 \times 3,6 \times 124.18 \right] = -85.70 \text{ t.m}$$

b/ Moment en travée :

$$M(x) = P \frac{x}{2} - p \frac{x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{l}\right) - M_1 \frac{x}{l}$$

$$M'(x) = P \frac{1}{2} - px - \frac{M_0}{l} - \frac{M_1}{l} = 0 \quad , \text{ donc : } x = \frac{3,6}{2} + \frac{(124.18 - 85.7)}{91.23 \times 3,6} = 1,92 \text{ m}$$

$$M(x) = 91.23 \times 3,6 \frac{1,92}{2} - 91.23 \frac{1,92^2}{2} - 124.18 \left(1 - \frac{1,92}{3,6}\right) - 85.7 \frac{1,92}{3,6} = 43.48 \text{ t.m}$$

c / Effort tranchant :

$$T_{0G} = 91.23 \times 1,65 = 150.53 \text{ t}$$

$$T_{0D} = 91.23 \times \frac{3,6}{2} + \frac{124.18 - 85.7}{3,6} = 174.9 \text{ t}$$

$$T_{1G} = 91.23 \times \frac{3,6}{2} - \left(\frac{124.18 - 85.7}{3,6} \right) = 153.52 \text{ t.}$$

II.7.1.1.2 Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.U

a/ Moment Sur appui :

$$P_u = 1,35 \times 91.23 = 123.16 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = M_2 = - 123.16 \times \frac{1,65^2}{2} = - 167.65 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{4 \times 3,6} \left[-123.18 \times \frac{3,6^3}{4} \times 2 + 2 \times 3,6 \times 167.65 \right] = -115.73 \text{ t.m.}$$

b/ Moment en travée :

$$x = \frac{3,6}{2} + \frac{(167.65 - 115.73)}{123.16 \times 3,6} = 1.92 \text{ m}$$

$$M(x) = 123.16 \times 3,6 \frac{1,92}{2} - 123.16 \frac{1,92^2}{2} - 167.65 \left(1 - \frac{1,92}{3,6} \right) - 115.73 \frac{1,92}{3,6} = 58.68 \text{ t.m}$$

b/ Effort tranchant :

$$T_{0G} = 123.16 \times 1,65 = 203.21 \text{ t}$$

$$T_{0D} = 123.16 \times \frac{3,6}{2} + \frac{167.65 - 115.73}{3,6} = 236.11 \text{ t}$$

$$T_{1G} = 123.16 \times \frac{3,6}{2} - \frac{167.65 - 115.73}{3,6} = 207.27 \text{ t.}$$

II.7.1.2 Les diagrammes du moment fléchissant et effort tranchants

a/ Les diagrammes du moment fléchissant

A l'E.L.S

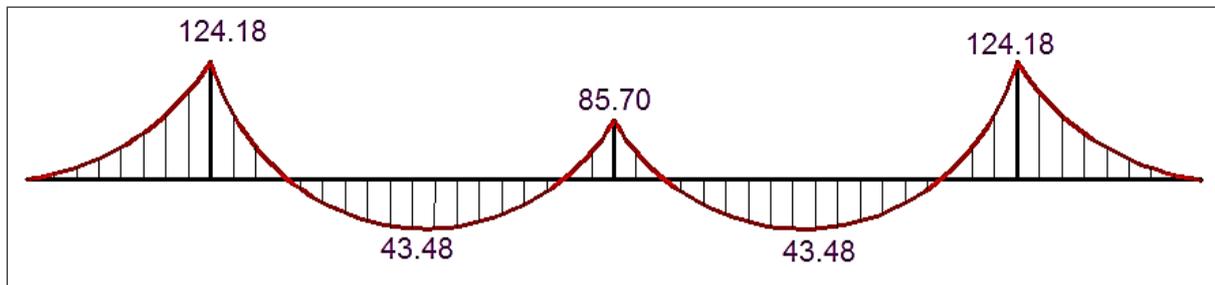


Figure II. 13: diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.

A l'E.L.U

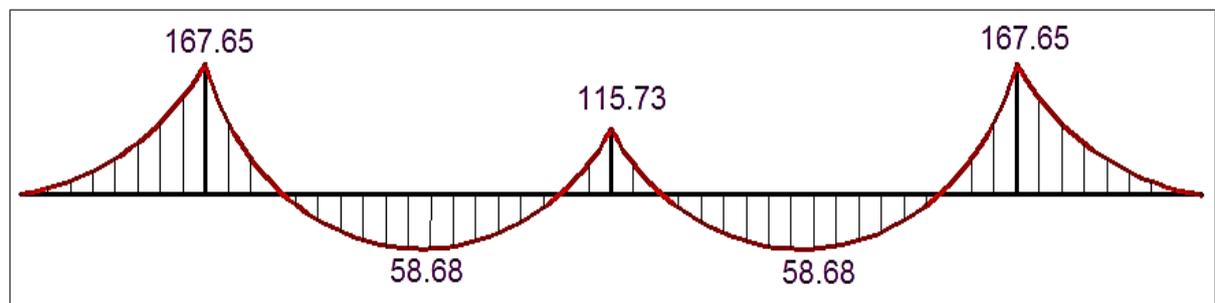


Figure II. 14 : diagrammes du moment fléchissant à l'ELU.

b/ Les diagrammes des efforts tranchants

A l'E.L.S

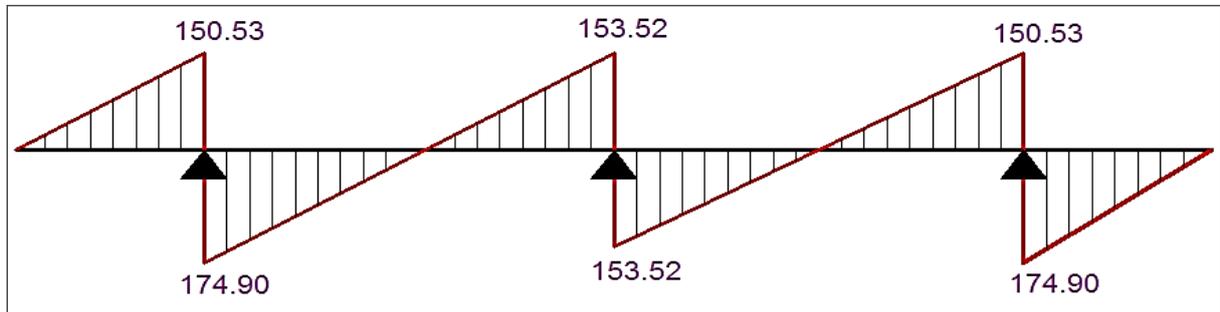


Figure II. 15: diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S.

A l'E.L.U

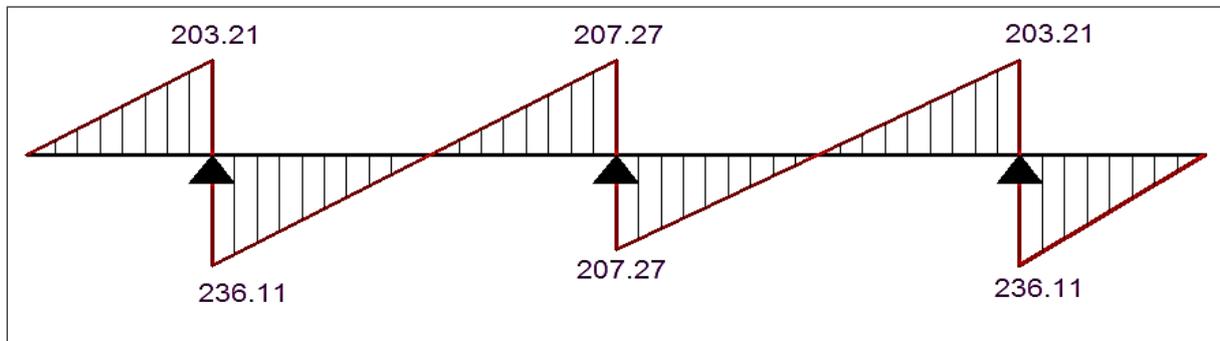


Figure II. 16: diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

II.7.1.3 Ferrailage du chevre à la flexion [Règles B.A.E.L 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites] :

- $f_{c28}=27$ MPa.
- Acier FeE40 A ($f_e=400$ MPa).
- Section $(2.4*1.2)m^2$.

✓ **Ferrailage longitudinale :**

• A l'ELS

On a:

$$\begin{cases} M_{\max}^+ = 43.48 \text{ t.m} ; \\ M_{\max}^- = - 124.18 \text{ t.m}; \\ T_{\max} = 174.9 \text{ t} \end{cases}$$

a/ Ferrailage supérieur (sur appui) :

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = 0.58$$

$$Z = d - X/3 = 0.88m$$

$$\bar{M}_1 = 1/2 b \bar{\sigma}_{bc} Z = 17.21MN.$$

$$\bar{M}_{ser} = 12.418MN$$

$\bar{M}_{ser} < \bar{M}_1$ Donc section sans acier comprimé

$$\bar{Z} = \min\{Z; d - h/3\}$$

$$\bar{Z} = 0.68m.$$

$$A_{ser} = \bar{M}_{ser} / \bar{Z} * \bar{\sigma}_{st} = 88.09cm^2.$$

$A_{ser} = 88.09cm^2$, on prend 15HA32 de section 94.095cm²

b/ Ferrailage inférieur (en travée) :

On adopte:

$$A_s = \alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / (2 \cdot \bar{\sigma}_s) = 40.82cm^2 . \text{ Soit } 10HA25 \longrightarrow A_s = 46.06cm^2 .$$

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

On fait la vérification à L'E.L.S avec les deux conditions suivantes :

• **En fissuration préjudiciable**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

a/. Vérification des contraintes sur appui :

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0, \text{ avec } n = 15, A_s = 88.09 \text{ cm}^2, A'_s = 0$$

Donc $X = 0.29$.

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + n \cdot A_s (d - X)^2 = 81.6 \times 10^{-3} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 4.74 \text{ MPa} < 16,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 179.37 \text{ MPa} < 207.3 \text{ MPa (la condition est vérifiée).}$$

b/. Vérification des contraintes en travée :

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0 ,$$

avec $n = 15$, $A_s = 40.82 \text{ cm}^2$, $A_s' = 0$

Donc $X = 0,18 \text{ m}$.

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + n \cdot A_s (d - X)^2 = 37.00 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 2.18 \text{ MPa} < 16,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 157.62 \text{ MPa} < 207.3 \text{ MPa (la condition est vérifiée).}$$

✓ **Armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} \quad ; \quad \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à

l'appui à l'E.L.U.

$$\tau_u = \frac{2.361}{2,4 \times 1,08} = 0,911 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau} = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Alors les armatures droites sont suffisantes, cependant il faut prévoir des cadres de HA12 avec $S_t = 10 \text{ cm}$ sur appui et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée. [SETRA].

II.7.1.4 Etude du chevêtre à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0.55 \text{ m}$.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à : $\frac{E_{fût}}{6} = 0.20m$ tel que : $E_{fût} = 1.50m$. [Règles B.A.E.L 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites].

✓ **Moment de torsion à l'E.L.U**

$$M_t = R_1 \times d$$

1. Une travée chargée par D240

$$M_{t1} = (169,14 \times 1,35) \times 0,55 = 125.58t.m.$$

2. Moment de torsion due aux efforts de freinage

$$R_{max} = 15 t.$$

$$M_{t2} = 15 \times 1,2 = 18 t.m.$$

3. Moment de torsion dû aux poids propre

$$R_{max} = 287.365t.m$$

$$M_{t3} = 287.365 \times 1.35 \times 0.55 = 213.65t.m$$

$$M_{max} = \max (M_{t1}, M_{t2}, M_{t3}) = M_{t3} = 213.65 t.m.$$

$$M_{torsion} / ml = \frac{213.65}{10.5} = 20, 35 t.m / ml.$$

✓ **Ferraillage de chevêtre à la torsion**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(V) + \tau_u(M) < \tau_{uadm}$$

$\tau_u(V)$: contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u(Mt)$: contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\tau_{u adm}$: Contrainte de cisaillement limite

Pour déterminer le ferraillage nécessaire afin de résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire. Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale à : $e = a/12$

a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre et la Largeur du

$$\text{chevêtre } l_t \text{ telle que : } \begin{cases} l_t = b \text{ si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h \text{ si } b > x + h. \end{cases} \Rightarrow l_t = 2,4m.$$

$$\text{On a } a = 1,2 m \Rightarrow e = a / 6 = 0,2 \text{ cm}$$

Ω : Air de contour.

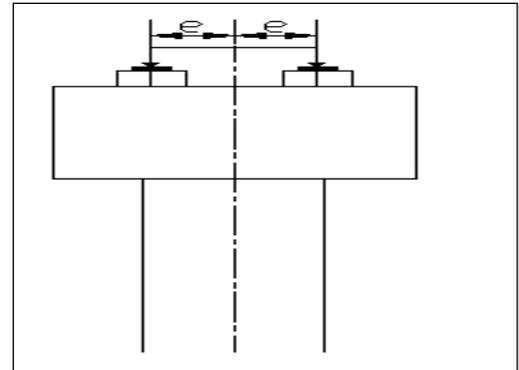


Figure II. 17 : calcul du moment de torsion

$$\Omega = (2,4 - 0,4) (1,2 - 0,4) = 1,6 \text{ m}^2.$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{bt} = 20,35 / 2 * 1,6 * 0,2 = 31,25 \text{ t/m}^2$$

• **La contrainte tangentielle**

$$\tau_u(v) = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,913 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = 0,3125 \text{ MPa}.$$

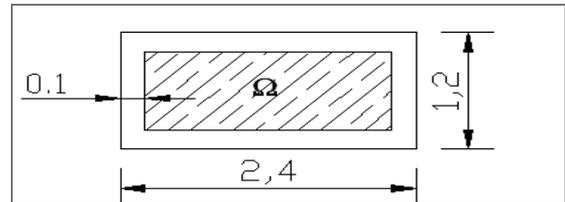


Figure II. 18 : section de torsion.

Donc : $\tau_u = 0,913 + 0,3125 = 1,20 \text{ MPa} < 2,7 \text{ MPa}$, donc vérifier.

• **Armatures longitudinales**

$$A_t \geq \frac{M_t \text{ max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20,35 \times 7,2 \times 1,15}{2 \times 1,6 \times 40000} = 13,16 \text{ cm}^2$$

Avec U : périmètre extérieur : $U = 2 \times (2,4 + 1,2) = 7,2 \text{ m}$.

Donc : on prend 6HA20.

• **Armatures transversales**

Les armatures transversales peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal au volume des armatures longitudinales de torsion. Elles sont constituées par des cadres dont les plans sont normaux à la ligne moyenne.

$$A_{t2} \geq \frac{M_t \text{ max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,36 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} \text{ [d'après SETRA].}$$

$$\text{D'ou: } A_t = A_{t1} + A_{t2} = 3,6 + 0,36 = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ cadres HA14}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA14 avec $S_t = 10 \text{ cm}$ sur appui et $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

✓ **Verification des contraintes**

• **Justification de béton**

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{\text{lim}}^2.$$

$$\text{Or: } \tau_v = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2,361}{1,08 * 2,4} = 0,910 \text{ Mpa}.$$

Donc : $0.31^2 + 0.91^2 = 0.924 \text{ Mpa} \leq 12.96 \text{ Mpa}$

Tel que : $\tau_{lim} = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.6; 5) = 3.6 \text{ MPa}$.

• Contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{T}{U \times d}, \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,22 = 2,99 \text{ MPa}$$

Avec U : périmètres des armatures tendues,

Donc : $U = A_s = 6 \text{ HA20} + 4 \text{ HA25} = 1,57 \text{ m}$.

$$\tau_s = \frac{T}{U \times d} = \frac{2,361}{1,57 \times 1,08} = 1,39 \text{ MPa}$$

1,39 MPa < 3 MPa. Vérifié.

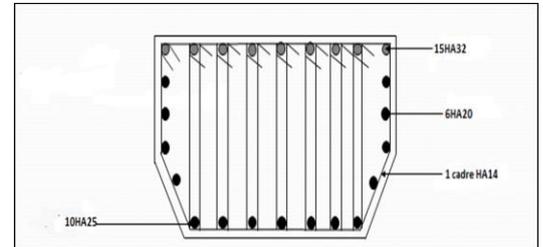


Figure II. 19 : ferrailage de chevêtre.

II.7.2 Calcul de fût

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont Encastrés sur la semelle et le chevêtre.

II.7.2.1 Caractéristique de fût

Hauteur de fût : $h = 11.68 \text{ m}$

Diamètre de fût : $\varphi = 1,2 \text{ m}$

Nombre du fût : $n = 3 \text{ fûts}$.

II.7.2.2. Evaluation des charges et surcharges dans les conditions normales

1/. Charge verticale

• Charge permanente

Poids propres du tablier = 574,73t

Poids propres du chevêtre = 75.6 t

Poids propres de fût = 99.023 t

Le poids propre des dés d'appuis = 0,78 t

Donc : le poids totale = 750.133 t

• Les surcharges

A(l) + trottoir : $NA(l) = 256.26 \text{ t}$

$N_{St} = 0 \text{ t}$

$N(A(l) + St) = 256.26 \text{ t}$

L'effet par fût : $\frac{256.26}{3} = 85.42 \text{ t}$

$D_{240} : N_{D240} = 103.33 \text{ t}$

L'effet par fût : $\frac{103.33}{3} = 34.44 \text{ t}$

Donc le total est :

$N_v = 750.133 + 1.2 \times 256.26 = 352.55 \text{ t/fût}$.

2/. Charge horizontale

• **L'effet de freinage dû à A (L)**

L'effort de freinage revenant à la pile : $\frac{8,05}{2} = 4,025$ t. L'effet par fût : $\frac{4,025}{3} = 1,34$ t.

• **Freinage dû au système Bc**

L'effort de freinage revenant à la pile : $\frac{30}{2} = 15$ t. L'effet par fût : $\frac{15}{3} = 5$ t.

• **Effet dû au vent**

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = 0,25$ t/m². Tablier :

Fûts + chevêtre = $0,25(3 \times 1,2 \times 11,68 + 2,4 \times 1,2) = 11,23$ t.

$H = 32,5 (1,6 + 0,2 + 0,28) \times 0,25 = 16,9$ t.

$H_t = 16,9 + 11,23 = 18,13$ t.

L'effet par fût : $\frac{18,13}{3} = 9,37$ t.

Tableau II. 3: récapitulatif des Sollicitations.

Désignation	Efforts horizontal (t)	Efforts verticaux (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	/	574.73	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	75.6	/	/
Poids propre du fût	/	99.023	/	/
A(L) +ST	/	256.26		/
Séisme vertical	/	43.10		
Freinage sous Bc	18	/	12.88	231.84
Force sismique sur le tablier	143.68	/	12.88	1850.6
Force sismique sur le chevêtre	18.9	/	11.68	220.75
Force sismique sur le fût	24.76	/	5.84	144.6

• **Combinaison des efforts**

A l'E.L.U

A l'E.L.S

ELA

$$1,35G+kQ: k = \begin{cases} 1,35 \text{ pour D240} \\ 1,6 \text{ pour autres cas.} \end{cases} \quad G+kQ: k = \begin{cases} 1 \text{ pour D240} \\ 1,2 \text{ pour autres cas.} \end{cases} \quad G+ F_{s\acute{e}isme}.$$

On obtient les résultats suivants :

Tableau II. 4 : valeurs des efforts après la combinaison.

Conditions	N (t)	M (t.m)
E.L.U	1421.64	371.944
E.L.S	1056.86	278.208
E.L.A	792.45	2215.95

Soit par fûts :

Tableau II. 5 : valeurs des efforts après la combinaison par f t.

Conditions	N (t)	M (t.m)
E.L.U	473.88	123.98
E.L.S	352.28	95.74
E.L.A	264.15	738.65

II.7.2.3 Vérification de flambement du fût [Cours de mécanique des sols ENP, Mr BELKACEMI, 2013] :

Il faut vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

$$L_c = 0.5 * 11.68 = 5.84m.$$

Telle que :

$$\lambda : \acute{e}lancement de la pièce : \lambda = \frac{L_c}{i}$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \text{ avec : } i = \frac{D}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3m. \text{ Donc : } \lambda = \frac{5.84}{0.3} = 19.47 m.$$

L_c : Longueur de flambement.

$$\text{Or : } \bar{\lambda} = 50$$

i : rayon de giration.

Donc : $\lambda < \bar{\lambda}$ d'où : le f t ne risque pas de flamber.

II.7.2.4 Ferrailage du fût

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en Flexion composée .On fait seulement le ferrailage du fût le plus sollicité n°III.

$$\text{En EL.U : } \begin{cases} N_u=4.74\text{MN} \\ M_u = 1.24\text{MN.m} \end{cases} \quad \text{En E.L.S : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 3.52 \text{ MN} \\ M_{\text{ser}} = 0.96 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'aide du logiciel SOCOTEC:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; D= 1.2 \text{ m } d'= 0.15\text{m}$$

$$A_s = 184.06\text{cm}^2. \text{ Soit : } 23\text{HA32 pour } A_s = 185.00\text{cm}^2.$$

- **Armatures transversales** Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.
- **Condition de non fragilité**

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$D'où : A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = 57.72\text{cm}^2$$

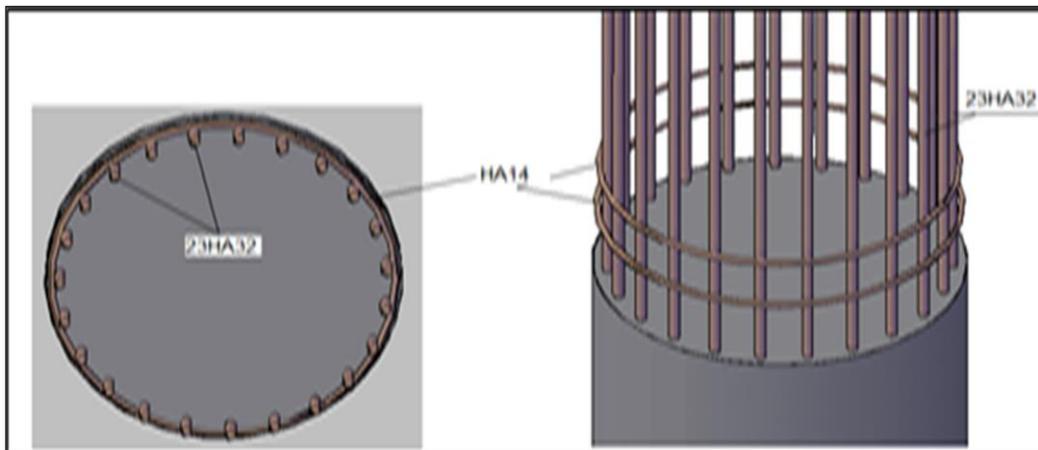


Figure II. 20 : ferrailage du fût.

II.8 Etude de la semelle

II.8.1 Evaluation des efforts à la base de la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propre de la semelle et des terres.

Tableau II. 6 : récapitulatif des efforts

Désignation	Efforts Horizontal (t)	Efforts Verticaux (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	/	574.73	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	75.6	/	/
Poids propre du fut	/	99.023	/	/
Poids propre de la semelle	/	288	/	/
Poids de terre	/	34	/	/
A(L) +ST	/	256.65	/	/
Séisme verticale	/	77.80	/	/
Freinage sous B(c)	18	/	14.48	260.64
Séisme de tablier	136.93	/	14.48	1982.74
Séisme de chevêtre	18.9	/	12.88	243.43
Séisme de fut	24.76	/	7.24	179.26
Séisme sur semelle	72	/	0.8	57.6

• **Combinaison des efforts**

A l'E.L.U

$$1,35G+Kq: k = \begin{cases} 1,35 \text{ pour D240} \\ 1,6 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$$

A l'E.L.S

$$G+kQ: k = \begin{cases} 1 \text{ pour D240} \\ 1,2 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$$

On obtient les résultats suivants :

Tableau II. 7 : valeurs des efforts après la combinaison

	H(t)	N (t)	M(t.m)
E.L.U	28.8	1856.94	417.024
E.L.S	21.6	1379.32	312.77
E.L.A	252.59	1149.14	2463.03

II.8.2 Ferrailage de la semelle

II.8.2.1 Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) : Chaque fût ramène un moment est un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \mp \frac{M_{yx}}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

• Condition normale

$$\text{E.L.U : } \begin{cases} N_{\max} = \frac{18,66}{8} + \frac{4,17 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 2,62 \text{ MN} \\ N_{\min} = \frac{18,66}{8} - \frac{4,17 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 2,04 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} N_{\max} = \frac{13,79}{8} + \frac{3,13 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 1,94 \text{ MN} \\ N_{\min} = \frac{13,79}{8} - \frac{3,13 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 1,50 \text{ MN.} \end{cases}$$

• Condition sismique

$$\text{E.L.A : } \begin{cases} N_{\max} = \frac{11,49}{8} + \frac{24,63 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 3,14 \text{ MN} \\ N_{\min} = \frac{11,49}{8} - \frac{24,63 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 0,72 \text{ MN} \end{cases}$$

Tableau II. 8 : récapitulatif des efforts.

Condition		R max(MN)	R min(MN)
Normale	E.L.U	2.62	2.04
	E.L.S	1.94	1.5
sismique	E.L.A	3.14	0.27

II.8.2.2 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

1/. Armatures transversales inférieures

La Condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45 \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

On a: $\text{tg}\alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} = 1.07$ donc : $\Rightarrow \alpha = 46.85^\circ > 45^\circ$

C'est vérifier.

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5 \text{ m} < h = 1.6 \text{ m}$. C'est vérifier.

$$A = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_e = 266.67 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = \frac{3.14}{266.67} \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}\right)}{1.6} = 110.4 \text{ cm}^2.$$

On a $A_s = 110.4 \text{ cm}^2$, on prend 14 HA32 ($A_{s1} = 112.56 \text{ cm}^2$)

L'espacement est de : $S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 160 - 10}{14 - 1} = 21 \text{ cm}$.

Avec : n : Nombre de barre = 14 barres, d : Enrobage = 10cm, \emptyset : Diamètre de pieu = 1.2 m.

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieux}} = 2,8 \text{ m}$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_l \geq \frac{A_s}{3} = \frac{110.4}{3} = 36,8 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8\text{HA}25, A_{\text{infl}} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

2/. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} \geq \frac{A_s}{3} = \frac{110.4}{3} = 36,8 \text{ cm}^2, \text{ soit } 12\text{HA}20, A_{\text{infl}} = 37.68 \text{ cm}^2.$$

L'espacement est de $S_t = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 160 - 10}{12 - 1} = 25 \text{ cm}$.

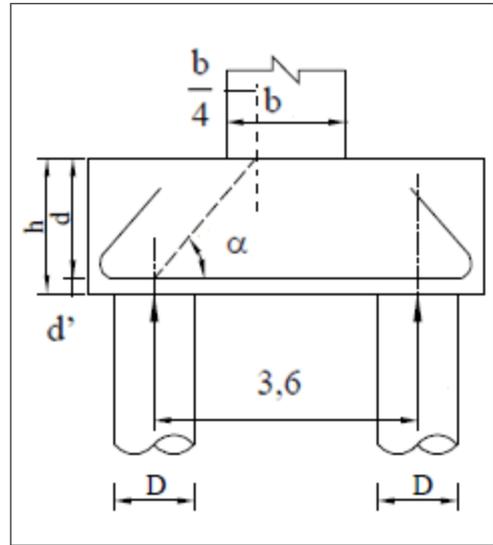


Figure II. 21 : coupe transversale de la semelle

3/. Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{110.4}{10} = 11.04 \text{ cm}^2, \text{ Soit : 8 HA14. } A_{sup} = 12.32 \text{ cm}^2.$$

L'espacement est de $S_t = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 160 - 10}{8 - 1} = 40 \text{ cm}$

4/. Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ls} = \frac{A_s}{3} = \frac{110.4}{3} = 36,8 \text{ cm}^2, \text{ soit 12HA20, } A_{infl} = 37.68 \text{ cm}^2.$$

5/. Armatures latérales

$$A_{la} = \frac{A}{10} = \frac{110.4}{10} = 11.04 \text{ cm}^2, \text{ Soit : 8 HA14. } A_{la} = 12.32 \text{ cm}^2.$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1m.

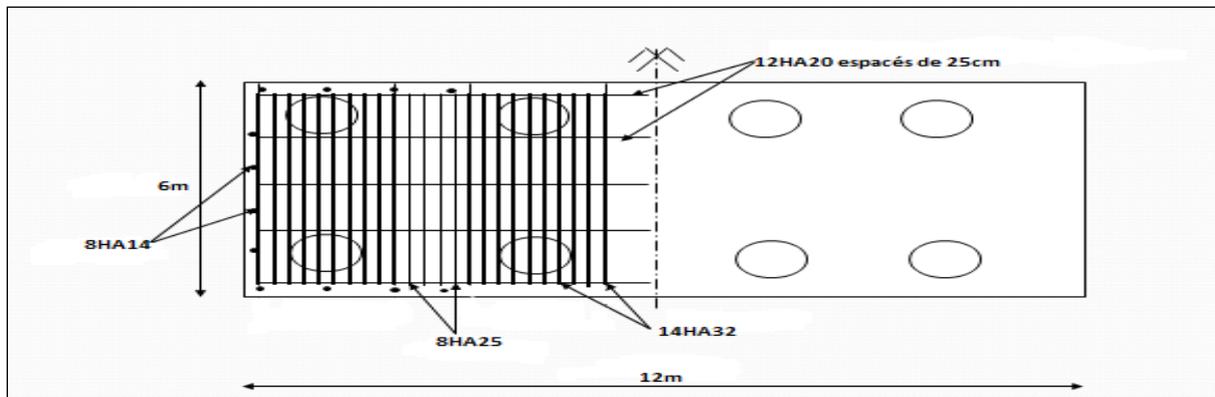


Figure II. 22: Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.

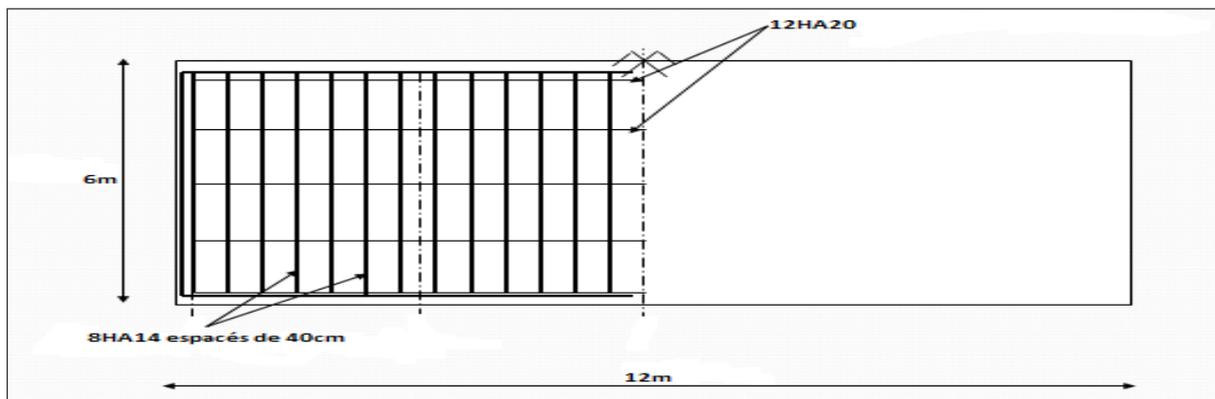


Figure II. 23 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.

II.9 Les pieux

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faut descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter

les tassements différentiels, Centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

II.9.1 Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \times \frac{d^4 y}{dx^2} + c_U b y = 0, \text{ tel que: } \begin{cases} b : \text{Diamètre du pieu.} \\ C_U : \text{Module de réaction du sol.} \\ y : \text{Déplacement en tête du pieu.} \end{cases}$$

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$.

α : Longueur élastique du pieu.

- **Calcul de λ**

$$b = \varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$$

$$C_U = 1900 \text{ t/m}^3.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu } I = \frac{\lambda D^4}{64} = \frac{\lambda (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0,203 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$$D'ou : \lambda \cdot L = 0,236 \times 15 = 3,54, \text{ avec } L = 15 \text{ m.}$$

II.9.2 Effort tranchant en tête du pieu

➤ **Condition normale**

Force de freinage = 18 t.

$$D'ou : \bar{P} = \frac{H}{8} = 2,25 \text{ t/pieux}$$

➤ **Condition sismique**

$$\text{Séisme} = 0.075(1328.003) = 99.6 \text{ t, } D'ou : \bar{P} = \frac{H}{8} = 12.45 \text{ t/pieux.}$$

II.9.3 Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis aux différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI \theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = x_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} x_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$x_{\theta P}$; $x_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

H : effort tranchant en tête de pieux.

$$M(z) = EI\theta_0 = x_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P} = 0$$

Donc :

$$\bar{M} = - \frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

➤ **Détermination des coefficients : $x_{\theta M}$, $x_{\theta P}$**

$$\lambda L = 3 \Rightarrow x_{\theta P} = 1,16 \quad ; \quad x_{\theta M} = 1,43$$

$$\lambda L = 4 \Rightarrow x_{\theta P} = 1,26 \quad ; \quad x_{\theta M} = 1,54$$

$$\text{On a : } \lambda L = 3,54 \Rightarrow x_{\theta P} = 1,231 \quad ; \quad x_{\theta M} = 1,510.$$

a/.Condition normale : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{P} = 2,25 \text{ t/pieux} \\ \bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -7.77 \text{ t.m} \end{array} \right.$	b/.Condition sismique : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{P} = 12.45 \text{ t/pieux} \\ \bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -49.99 \text{ t.m} \end{array} \right.$
--	---

D'après les résultats, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 49.99 \text{ t.m}$ (sur la tête du pieu).

II.9.3 Ferrailage du pieu

II.9.3.1 Ferrailage longitudinale

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 314 \text{ t.} \\ M_{\max} = 49.99 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$h = 5 \text{ cm}$ (enrobage) ; $D = 120 \text{ cm}$ (diamètre du pieu). D'où : $\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0,04$

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0, 1. \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,006. \end{array} \right.$	Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} N_r = N_{\max} : \text{effort normal.} \\ M_r = M_{\max} \\ \beta_w : \text{Résistance de béton.} \end{array} \right.$
--	--

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω : $\omega = 0.1$

Avec : ω : degré mécanique des armatures.

F_a : Aire totale de l'armature passive. ; $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$.

$$F_a = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot W \cdot \beta_w}{\sigma_f} = \frac{3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 0.1 \cdot 27}{400} = 76.34 \text{ cm}^2$$
 Donc : $F_a = 76,34 \text{ cm}^2$, On prend 16 HA25 pour AS = 78,56 cm².

II.9.3.2 Ferrailage transversales

On prendra des cerces hélicoïdales avec de HA12 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

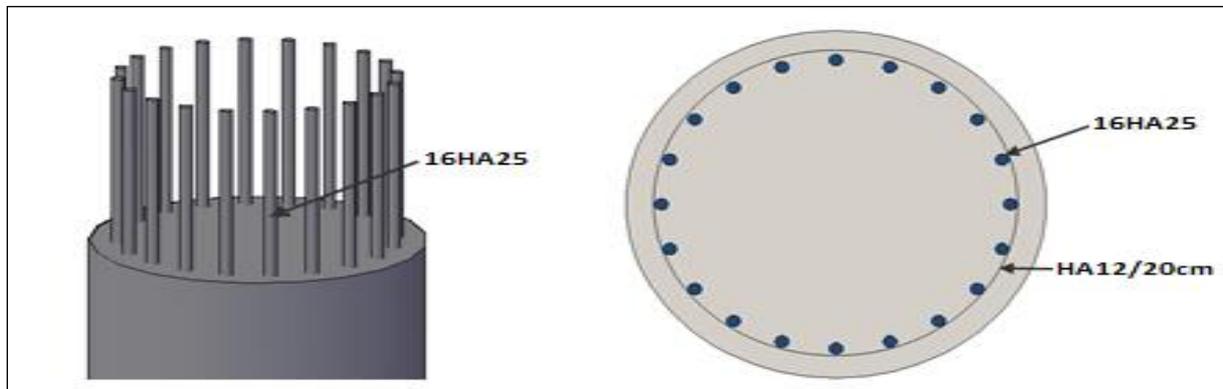


Figure II. 24: ferrailage de pieu.

II.10 Conclusion

Le ferrailage des différents éléments de la pile est conçu de manière à résister aux différentes sollicitations qu'elle subit.

Conclusion générale

L'élaboration du mémoire de Master est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Cette étude m'a permis d'acquérir des connaissances techniques et scientifiques complémentaires à celles reçues lors de ma formation universitaire. Elle m'a permis aussi d'apprendre à appliquer la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Références Bibliographiques

❖ Ouvrages

- Document SETRA.
- Règles B.A.E.L 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- Cours de mécanique des sols ENP, Mr BELKACEMI, 2013.

❖ Logiciels

- SOCOTEC et BAEL 91 pour le calcul des sections de ferrailage.