

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun De Tiaret.
Faculté Des Sciences Appliquées
Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Travaux publics

Option : Voies et Ouvrage d'Art (VOA)

Présenté par :

TAIBI Ahmed Abderrahmane

SELLAM Mourad

Sujet du mémoire :

ÉTUDE D'UN VIADUC MIXTE FERROVIAIRE A SIDI BEL ABBES

Soutenue publiquement Le/...../..... devant le jury composé de :

Mr : DAOUADJI H. T

Président

Mr : BOUAKKAZ K

Rapporteur

Mr : SAOULA Aek

Examineur

Mr : RABAHI A

Examineur

Melle : OUAZIR K

Examinatrice

Promotion : 2017/2018

REMERCIEMENT:

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

*Nous remercions chaleureusement nos encadrateurs **M^r BOUAKKAZ** et **M^r BENSATALA** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de génie civil qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.



-Sellam mourad

-Taïbi ahmed abderrahmane

Dédicace

*Tout d'abord je remercie Allah qui ma donné le courage pour
arriver à ce stade de fin d'étude.*

Je dédie ce travail a :

*A ma très chères parents qui a été a mes cotés et ma soutenu durant
tout ma vie.*

Mes frères et mes sœurs

Ma grande famille

Mon binôme Taïbi Ahmed Abderrahmane

*Mes Amies: Hamza, Achraf, Slïman, Naser, Mounir, Djilali,
Mohamed, Abidine, Kadi, Houd, Mohamed Chriet, Dadi, Mohamed
Kharzi, khaled, Kamel, Chica, Habiba, Ranya, Aïcha, Asma, Fatima,
Widad, Fati, Manel, Khaldia*

Toutes les promotions: génie civil 2018

Tout ce qui m'aime et que j'aime.

Sellam Mourad

DIDICACES

Tout d'abord je remercie Allah qui ma donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je dédie ce travail a :

A mes chers parents qui ont été de mes côtés et ma soutenu durant tout ma vie.

Mes deux grandes familles

Mon frère Abderrezak

Mon binôme Sellam Mourad

Mes frères et mes sœurs

Mes deux anges Meriem et Sara

Mes Amis: Hamza, Achraf, Slimane ,Naser, Benyaagoub, Mounir, ,Tarfaya,Djilali, Hicham,Mohamed, Abidine, Kadi, Houd, Mohamed Chriet, Dadi, Mohamed Kharzi, khaled, Kamel, , Habiba, Zainab,Nordine ,

Toutes les promotions: génie civil 2018

Tout ce qui m'aime et que j'aime.

Taibi Ahmed Abderrahmane

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire de quatre travées contenues au point kilométrique PK40+600 à la ville d'Aïn El Berd wilaya de Sidi Bel Abbes sur la ligne ferroviaire à grande vitesse circulant à 220 km/h.

Dans ce travail, nous allons traiter en détail toutes les étapes principales pour l'étude d'un pont mixte ferroviaire à double voies en commençant par la présentation de notre projet, puis le calcul des charges et les surcharges. De plus, de faire une vérification de stabilité de tous les éléments, ainsi que les calculs des infrastructures.

Mots clés : Béton armé, pont, poutre, EUROCADE, B.A.E.L 91

Abstract

This modest work consists in designing and studying a four-span continuum of Railway bridge at kilometer point PK40 + 600 at the city of Ain El Berd, wilaya of Sidi Bel Abbes, on the high-speed rail line running at 220 km. km / h.

In this work, we will deal in detail with all the main steps for the study of a double rang of Bridge Railway mixed starting with the presentation of our project, then the calculation of loads and overloads. In addition, make a stability check of all elements, as well as infrastructure calculations.

Keywords: Reinforced concrete, bridge, beam, EUROCADE, B.A.E.L 91

ملخص

يتكون هذا العمل المتواضع في تصميم ودراسة جسر من السكك الحديدية يمتد على أربعة أجزاء مستمرة ، يقع عند نقطة الكيلو متر 600 + PK40 في مدينة عين البرد ، ولاية سيدي بلعباس ، وذو السرعة عالية التي تبلغ 220 كلم / ساعة.

في هذا العمل سنجري دراسة تفصيلية لجميع الخطوات الرئيسية للعناصر المكونة لهذا الجسر من السكك الحديدية المختلط. ابتداء من عرض مشروعنا، ثم حساب الأحمال و الأحمال الزائدة بالإضافة إلى ذلك نقوم بإجراء تحقق من الاستقرار لجميع العناصر ، بالإضافة إلى حسابات البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة, جسر, رافدة, نظام الترميز الأوروبي نظام الخرسانة المسلحة في الحالات الحديدية

Table des matières

<i>REMERCIEMENT</i>	i
<i>Dédicace</i>	ii
Résumé	iv
Abstract	v
<i>ملخص</i>	vi
Table des matières	vii
Liste des tableaux	xii
Liste des figures	xiv
Introduction générale.....	1
Chapitre I Présentation de l'ouvrage	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation du projet :	2
I.2.1 Données naturelles :.....	3
I.2.2 Données fonctionnelles :	5
I.3 Logiciel ACOBRI	6
I.3.1 Introduction :	6
I.3.2 Présentation générale du logiciel :.....	6
Chapitre II Caractéristiques des matériaux	9
II.1 Introduction.....	9
II.2 Caractéristique des matériaux :.....	9
a) L'acier :	9
b) Armature du béton armé :.....	9

Chapitre III Caractéristique de tablier mixte et le dimensionnement des poutres principales	14
III.1 Introduction	14
III.2 Dimensionnement des éléments du tablier :	14
III.2.1 Les poutres :	14
Chapitre IV Calcul des charges et surcharges et efforts longitudinaux	25
IV.1 Introduction	25
IV.2 Nature des charges de trafic ferroviaire :	25
IV.3 Les actions permanentes comprennent:	25
IV.4 Les actions dues aux circulations ferroviaires sont données pour :	25
I.1.1 Les charges verticales :	25
IV.5 CALCUL DES CHARGES :	26
IV.5.1 Charges permanentes et compléments des Charges permanentes :	26
IV.6 Calcul des surcharges :	28
IV.6.1 Poids de la structure ferroviaire	28
IV.6.2 Modèle de charge 71 (appelé LM71 ou UIC71):	29
IV.6.3 Modèle de charge SW0/SW2:	30
IV.7 Coefficient dynamique: ϕ (ϕ_2 , ϕ_3)	31
IV.8 La charge ferroviaire agissant sur la dalle supérieure :	32
IV.8.1 LM71:	32
IV.8.2 SW2:	33
a) Action latéral de vent:	33
b) Action de démarrage et de freinage :	33
c) Démarrage - trains LM71 - SW- SW/2 :	33
d) Freinage -train LM71:	34
e) Variations de la température:	34
IV.9 Sollicitations de calcul à l'ELS et à l'ELU:	36
Chapitre V Détermination et vérification des éléments principales	44
V.1 Introduction	44
V.2 Vérification de la section d'acier :	50

V.3	La vérification au voilement :	53
V.4	La vérification au déversement :	54
V.5	Calcul de la section mixte :	55
V.6	Effets du retrait :	59
V.7	Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :	62
V.8	Contraintes résultantes :	63
V.9	Contrainte pondérées dues a ΔT :	63
V.10	Vérification des contraintes de cisaillement :	64
V.11	Calcul des entretoises:	64
V.12	Vérification au cisaillement:	65
V.13	Vérification au voilement :	65
V.14	Les assemblages	66
V.15	Définition du soudage :	67
V.16	Différents joints de soudure :	67
V.17	Joint de semelle:	68
V.18	Calcul des soudures :	69
Chapitre VI Etude de la dalle		72
VI.1	Introduction :	72
VI.2	Etude de la dalle :	72
VI.3	Transversal :	75
VI.4	Condition de non fragilité :	78
Chapitre VII Les équipements		79
VII.1	Introduction :	79
VII.2	Les appareils d'appuis :	79
	Détermination des dimensions de l'appareil d'appui :	82
VII.3	Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :	83
	VII.3.2 Récapitulatif des efforts horizontaux :	89
VII.4	Les joints des ponts rails :	93
Chapitre VIII Etude d'infrastructures		96

VIII.1	Introduction :	96
VIII.2	Implantation des culées :	96
VIII.2.1	Pré dimensionnement des culées :	97
VIII.2.2	Pré dimensionnement du mur en retour :	98
a)	Plot parasismique:	98
VIII.2.3	Evaluation des efforts sollicitant la culée :	98
a)	Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :	98
c)	Calculs des poussées dues aux Surcharges :	99
VIII.2.4	Mur garde grève :	100
VIII.2.5	Ferraillage :	102
VIII.2.6	Evaluation des efforts :	103
VIII.2.7	Ferraillage:	104
VIII.3	Mur frontal :	105
VIII.3.2	Ferraillage :	106
VIII.4	Mur en retour :	109
VIII.4.1	Le ferraillage:	110
VIII.5	La semelle :	111
VIII.5.1	Evaluation des efforts agissants sur la semelle :	111
VIII.5.2	Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :	112
VIII.6	Les pieux :	115
VIII.6.1	Calcul des pieux par la formule de WARNER :	116
VIII.6.2	Ferraillage des pieux :	118
VIII.7	Plot parasismique :	119
VIII.7.1	Estimation des efforts agissants sur le bloc :	119
VIII.8	ETUDE DE LA PILE :	121
VIII.8.1	Introduction :	121
VIII.8.2	Implantation des piles :	121
VIII.9	Pré dimensionnement des piles.....	122
VIII.9.2	Répartition des charges et surcharges sur la pile :	123
VIII.9.3	Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :	123
VIII.9.4	Evaluation des réactions dues aux surcharges :	123

VIII.10	Le fût :	127
VIII.10.1	Evaluation des efforts :	128
	Conclusion générale	139
	Références	140

Annexe

Liste des tableaux

Tableau II:1 Caractéristique de calcul de contrainte limite de traction	10
Tableau II:2 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente	11
Tableau III:1 La détermination des caractéristiques de la section de béton.....	22
Tableau III:2 : La détermination des caractéristiques de la section du Poutres seule	23
Tableau III:3 : La détermination des caractéristiques de la section du Poutre avec hourdis	24
Tableau IV:1 : poids des matériaux utilisé.....	28
Tableau IV:2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges	31
Tableau IV:3 : Les réactions d'appuis C_0 , P_1 et P_2	36
Tableau IV:4 : Les réactions d'appuis de P_3 et C_4	37
Tableau IV:5 : Les moments fléchissants à l'ELS et à l'ELU en appuis et en travée.....	38
Tableau IV:6 : Les efforts tranchants à l'ELS et à l'ELU.....	41
Tableau V:1 Les caractéristiques des goujons à tête	45
Tableau V:2 : : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée	56
Tableau V:3 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte.....	59
Tableau V:4 : récapitulatif des contraintes.....	65
Tableau V:5 : Les résultat de calcul des entrtoise	66
Tableau V:6 : Paramètre dépendant de la nuance d'acier.	70
Tableau VII:1 : Tableau récapitulatif donnant les déplacements et les rigidités des différents appuis	88
Tableau VII:2Tableau récapitulatif des efforts horizontaux	89
Tableau VIII:1 : Implantation de la culée	96
tableau VIII:2 : Coefficient de poussées	99
Tableau VIII:3 : poussée de terre	99
Tableau VIII:4 : surcharge sur remblai	99
Tableau VIII:5 : Récapitulatif.	99
Tableau VIII:6 : les efforts agissant sur la semelle.	111
Tableau VIII:7 : les coefficients , (abaques de MARNER)	117
Tableau VIII:8 : Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z.....	117
Tableau VIII:9 : .implantation de la pile.....	121

Tableau VIII:10 : Hauteur de la pile.	122
Tableau VIII:11 : les réactions d'une travée chargée.....	123
Tableau VIII:12 : les réactions pour deux travées chargées.....	124
Tableau VIII:13 : Valeurs des coefficients , (Abaques de WARNER).....	136
Tableau VIII:14 Récapitulatif des moments en fonction de Z.	137

Liste des figures

Figure I:1 l'emplacement de notre projet le viaduc ferroviare	3
Figure I:2 : coupe g�eologique au niveau de la culée gauche (vers Oran-Oueld Tlélat).....	4
Figure I:3 : coup g�eologique au niveau de culée droite (sorti vers telmcen)	4
Figure I:4 La coupe transversale de notre projet.....	8
Figure II:1 Modèle de calcul réglementaire.	10
Figure III:1 Présentation des notations.....	17
Figure III:2 l'entretoise un pont bipoutres	17
Figure III:3 :Les d�ffirentes formes des corniches.....	20
Figure III:4 :différentes élément du rail	20
Figure III:5 : géométrie de la section mixte	22
Figure III:6 Section du béton	22
Figure IV:1 Modèle de charge LM71	29
Figure IV:2 Modèle de charge SW/0	30
Figure IV:3 : Modèle de charge SW/2	30
Figure IV:4 : Les moments de flexion poids propre	39
Figure IV:5 : Les moments flexion superstructure majoré	39
Figure IV:6 : Les moments de flexion enveloppes Sw2 voie1	40
Figure IV:7 : Les moments de flexion enveloppes LM71 voie1.....	40
Figure IV:8 : L'effort tranchant thermique simplifié +DT�C	42
Figure IV:9 : L'effort tranchant du au retrait du béton	42
Figure IV:10 : L'effort tranchant enveloppe sous le LM71 voie1	43
Figure V:1 : Connecteurs de type goujons	44
Figure V:2 Goujon a tête.....	46
Figure V:3 : La connexion de la dalle avec la poutre.....	48
Figure V:4:Géométrie de la section	50
Figure V:5 Diagramme des contraintes dans la section mixte	56
Figure V:6 : Geometrie de le Section mixte.....	57
Figure V:7: Géométrie de section	57
Figure V:8 : effets du retrait du béton dans la section mixte	60

Figure V:9 : les entretoises.....	64
Figure V:10 : Liaison d'âme	68
Figure V:11 : Détail de soudure de la semelle supérieure.....	68
Figure V:12 : Détail de soudure de la semelle inférieure.....	69
Figure VI:1 : forme de dalle.....	73
Figure VI:2 Shama de ferrailage de la nappe.....	75
Figure VI:3 Shama de ferrailage de la nappe inferieure sur appui	77
Figure VI:4 Shama de ferrailage de la nappe.....	78
Figure VI:5 Shama de ferrailage de la nappe inferieure	78
Figure VII:1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis	79
Figure VII:2 : Appareils d'appuis à pot	80
Figure VII:3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier	80
Figure VII:4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple..	81
Figure VII:5 Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	81
Figure VII:6 : Sollicitations supporté par l'appareil d'appui	82
Figure VII:7 : Dimension en plan de l'appareil d'appuis.....	84
Figure VII:8 : Ferrailage du dé d'appui	92
Figure VII:9 : Exemples de type de joints utilisés sur le réseau ferroviaire	94
Figure VIII:1 : représente Mur en retour.....	98
Figure VIII:2 : Poussées des terres sur le mur.	100
Figure VIII:3 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	101
Figure VIII:4 : Ferrailage du mur garde grève.....	103
Figure VIII:5 : Ferrailage du mur de front.	109
figure VIII:6 : Ferrailage du mur en retour	111
Figure VIII:7 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)	114
Figure VIII:8 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).	115
Figure VIII:9 : Actions sur les pieux.....	115
Figure VIII:10 : Ferrailage du pieu	119
Figure VIII:11 : Schéma de la pile	122
Figure VIII:12 . Ferrailage de chevêtre.....	127
Figure VIII:13 : Schéma du ferrailage de fût.....	130

Figure VIII:14 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure). 134
Figure VIII:15 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure). 134
Figure VIII:16 : Schéma du ferrailage de pieux..... 138

Introduction générale

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont (Viaduc) tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

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

Ce mémoire de fin d'étude consiste de faire une étude et conception d'un viaduc de quatre travées contenues au point kilométrique PK40+600 à la ville d'Aïn El Berd wilaya de Sidi Bel Abbes sur la ligne ferroviaire à grande vitesse circulant à 220 km/h. La ligne s'étend sur 132 kilomètres, de Oued Tlélat, dans la wilaya d'Oran, jusqu'à Tlemcen. Cette ligne à double voie passera également par le territoire de la wilaya de Mascara et desservira la ville de Sidi Bel Abbès. Elle sera par la suite rallongée jusqu'à la frontière algéro-marocaine.

Dans ce travail, nous allons traiter en détail toutes les étapes principales pour l'étude d'un pont mixte ferroviaire à double voies en commençant par la présentation de notre projet, puis le calcul des charges et les surcharges. De plus, de faire une vérification de stabilité de tous les éléments, ainsi que les calculs des infrastructures.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

La conception d'un pont (viaduc) résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tous en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et de leur sujétion d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexités inhabituelle.

I.2 Présentation du projet :

Notre pont (viaduc) est franchissant une route qu'elle relie la ville de Aïn El Berd et la ville de tamzoura ainsi la ville de Aïn Trid à Sidi Bel Abbès. Ce viaduc est de quatre travées contenues au point kilométrique PK40+600 à la ville d'Aïn El Berd wilaya de Sidi Bel Abbès sur la ligne ferroviaire à grande vitesse circulant à 220 km/h. Il est situé dans le tronçon de la ligne ferroviaire Oran – Tlemcen reliant la ville de de Oued Tlélat, dans la wilaya d'Oran, jusqu'à Tlemcen. Cette ligne à double voie passera également par le territoire de la wilaya de Mascara et desservira la ville de Sidi Bel Abbès. Elle sera par la suite rallongée jusqu'à la frontière algéro-marocaine.



Figure I:1 l'emplacement de notre projet le viaduc ferroviare

I.2.1 Données naturelles :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Qu'il faut nécessairement respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. Ne sont jamais connues de façon parfaite et complète.

En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose qu'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

Le terrain prévu pour la construction du pont au PK 40+600 qui travers la route commune reliant la ville de Aïn El Berd et la ville de tamzoura ainsi la ville de Aïn Trid à Sidi Bel Abbes présente une structure géologique irrégulière.

Les essais de pénétration statique et de sondage carotté réalisé au niveau de la culée gauche (vers Oran- Oued Tlélat) présente une couche de alluvions constituées de sable grossier peu argileux, avec gravier et galets d'ordre centimétrique jusqu'à 9m et un couche de marne de maison carré jaunâtre à tache gris claire caillouteuse compacte avec un passage de sable grossier et gravier.

Et les essais réaliser au niveau de la culée droit(vers Tlemcen), présente une formation d'argile rougeâtre à jaunâtre caillouteuse ave des taches gris clair et des traces d'oxydation compacte graveuse entre 4 à 7m plus une couche de sable grossier et gravier jusqu'à le 15m et un couche de marne de maison carré jaunâtre à taches gris clair, caillouteuse compacte à 25m

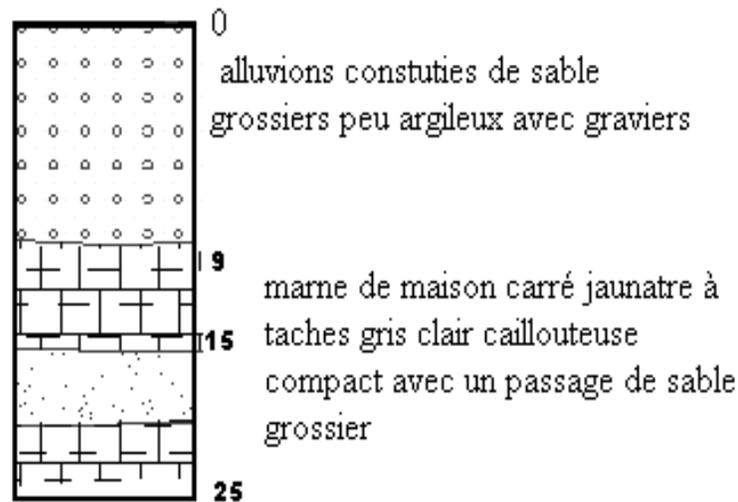


Figure I:2 : coupe géologique au niveau de la culée gauche (vers Oran-Oued Tlélat)

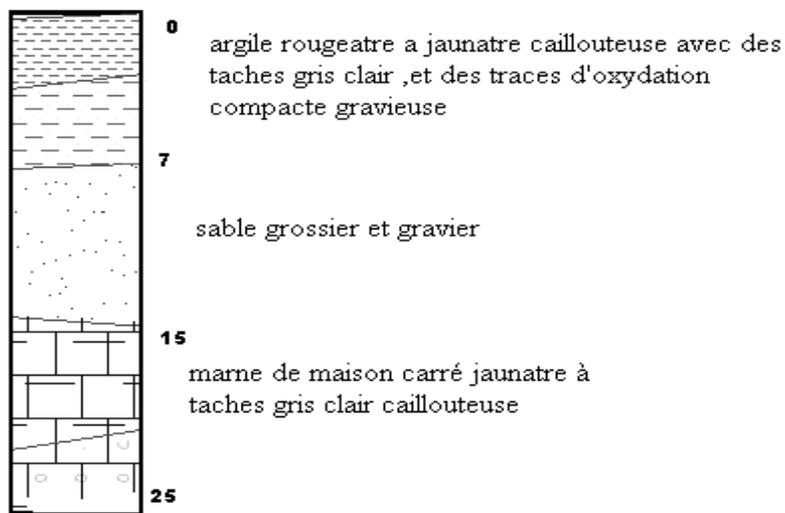


Figure I:3 : coup géologique au niveau de culée droite (sorti vers telmcen)

I.2.2 Données fonctionnelles :

Qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés.

Il faut donc connaître aussi bien que possible toutes ces conditions avant de commencer l'avant-projet.

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre du programme de densification et de modernisation du réseau ferroviaire qui relie la ville de Oued Tlélat, dans la wilaya d'Oran, jusqu'à Tlemcen sur 132 kilomètres, cet ouvrage permet de franchir la route commune reliant la ville de Aïn El Berd et la ville de Tamzoura ainsi la ville de Aïn Trid à Sidi Bel Abbès.

En général, les principaux éléments à considérer sont : le tracé en plan, le profil en long de la ligne, et le profil en travers et les gabarits à respecter, les positions possibles pour les appuis et la nature du sol.

- **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 ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel : il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la voie ferrée.

En plan nous pourrions distinguer que c'est un ouvrage droit.

- **Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe l'extrados de l'ouvrage (Voie ferrée mis en œuvre) définissant, en élévation, la trace en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Longitudinalement, la trace de la double voie ferrée bidirectionnelle présente une pente de 0,02% (pratiquement l'ouvrage est plat), La cote entre le profil long et le terrain naturel est comprise entre 8 et 9m.

- **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie ferrée dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers de l'ouvrage est défini comme suit :

Largeur utile : $L_u = 11.8\text{m}$

Largeur de trottoir : $l = 1.5\text{m}$

Nombre de voies Ferrée : $N = 2$.

I.3 Logiciel ACOBRI

I.3.1 Introduction :

Dans cette partie, nous avons utilisé un logiciel très développé (ACOBRI V4.03) a pour objet d'aider à la conception et au pré-dimensionnement des poutres principales en profilés laminés d'un tablier de pont mixte acier-béton, selon différents règlements.

I.3.2 Présentation générale du logiciel :

Le logiciel ACOBRI permet le pré-dimensionnement automatique ou la vérification des poutres principales d'un tablier de pont mixte acier-béton. Les types de ponts qu'il est possible de traiter sont

Les ponts-routes,

Les ponts-rails,

Les passerelles.

Pour l'un des règlements ou normes suivants

Euro code EN, soit avec les valeurs recommandées, soit avec les Annexes Nationales française

Règlements français,

Euro code ENV,

Euro code UNV et documents d'application nationale pour la France.

Les normes ENV et ENV+DAN ne sont pas disponibles par défaut, il faut contacter le support. La présentation générale du logiciel est simple conviviale voire figure, mais du fait de son caractère spécifique, il est indispensable que l'utilisateur ait les connaissances nécessaires au dimensionnement des ponts mixtes, ainsi qu'une maîtrise des règles de calcul qui s'y rapportent.

Le logiciel ACOBRI permet de traiter les types de tablier suivants

a) Tablier classique :

Avec une dalle de béton connectée sur la semelle supérieure des poutres.

Il peut s'agir d'une dalle pleine, d'une dalle avec bac acier ou bien d'une dalle avec prédelle. Dans le cas de la dalle pleine, il est possible de définir un renformis.

b) Tablier constitué avec des poutres mixtes préfabriquées :

Cette technique permet de tenir compte d'un effet de mixité lors du coulage de la dalle complète.

c) Tablier avec caissons :

Ce type de tablier est similaire au tablier classique, avec la seule différence que la poutrelle est remplacée par un caisson constitué de deux poutrelles identiques dont les bords des semelles sont soudés de façon continue. La rigidité en torsion des poutres principales est alors considérablement améliorée.

d) Tablier avec caisson remplis de béton :

La définition d'un tel tablier est similaire au cas précédent. Les poutrelles sont légèrement espacées et le caisson est rempli de béton ce qui procure une rigidité en torsion améliorée

e) Tablier à poutrelles enrobées:

Pour les tabliers à poutrelles enrobées, on utilise un nombre important de profilés laminés faiblement espacés. Un coffrage perdu est disposé sur les semelles inférieures.

La dalle coulée sur place recouvre entièrement le profilé, à l'exception de la semelle inférieure.

f) Tablier avec Précobeams simple préfabriqués :

Ce type de tablier repose sur l'utilisateur de poutres mixtes préfabriquées, dans lesquelles la membrure inférieure provient d'un profilé acier découpé selon le procédé Précobeams. Les membrures acier sont reliées à la dalle par l'intermédiaire d'âme en béton. La dalle complète est coulée sur chantier.

g) Tablier avec Précobeams doubles préfabriqués :

Ce type de tablier repose sur l'utilisateur de poutres mixtes préfabriquées dans lesquelles la membrure inférieure provient d'un double profilé acier découpé selon le procédé Précobeams.

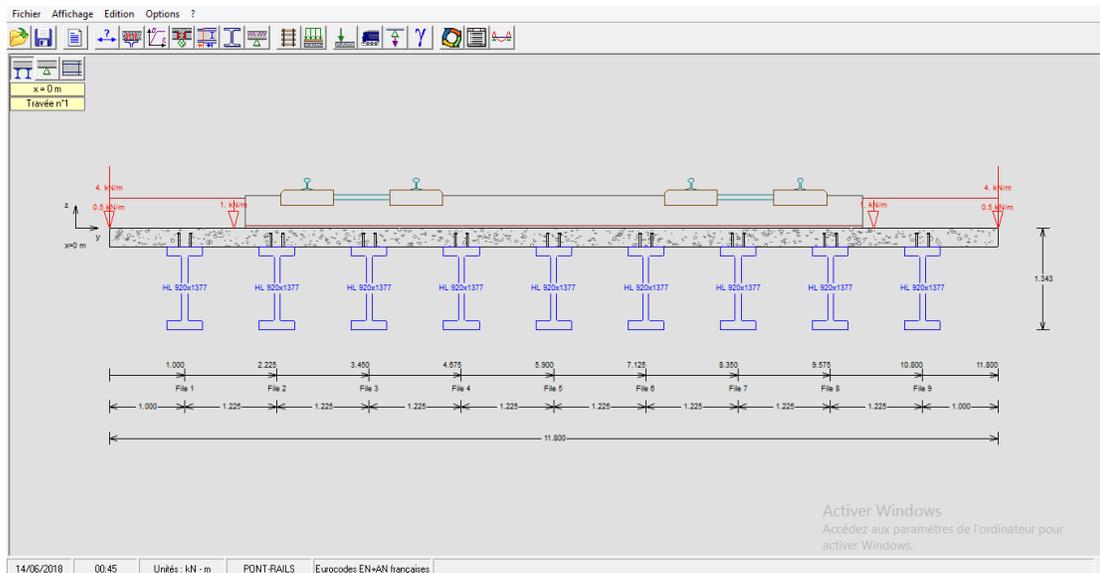


Figure I:4 La coupe transversale de notre projet

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction

Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties d'un tablier de pont mixte acier-béton à deux poutres. Le but de ce chapitre est de pré dimensionné des poutres et le tablier de ce pont en mode mixte, Ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ce pont.

II.2 Caractéristique des matériaux :

Choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

a) L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes.

b) Armature du béton armé :

Valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression. Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FE40 type 1, sa limite élastique égale à $f = 400 \text{ MPa}$, la contrainte de rupture $f_r = 480 \text{ MPa}$

$$\text{Pour } \Phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 2/3(\bar{\sigma}_{en}) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Phi > 20\text{mm} : \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 2/3(\bar{\sigma}_{en}) = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

b-1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

b-2) La limite élastique :

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

b-3) Contrainte limite de traction :

Tableau II:1 Caractéristique de calcul de contrainte limite de traction

Etat considéré	ELS
En fissuration peu nuisible :	Pas d limitation
En fissuration préjudiciable :	$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$
En fissuration très préjudiciable :	$\sigma_s = \min \left[\frac{f_e}{2} 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Treillis soudés et ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \quad \text{Aciers à haute adhérence.} \end{array} \right.$

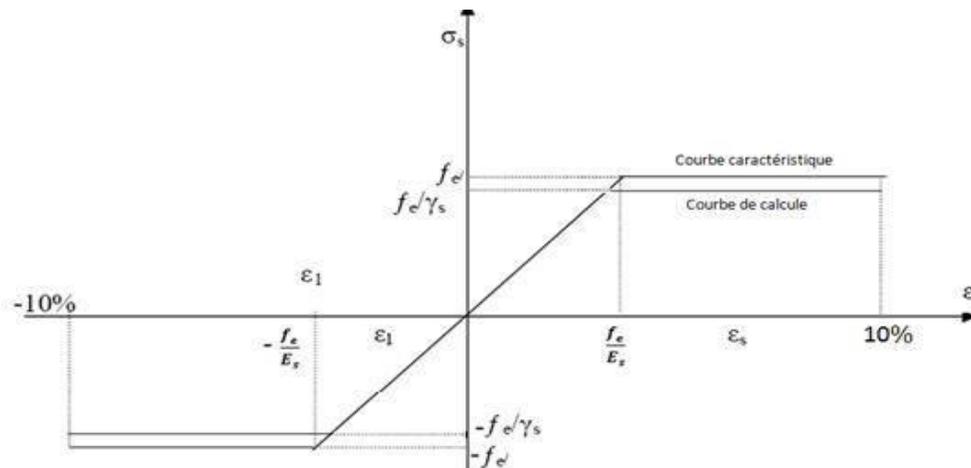


Figure II:1 Modèle de calcul réglementaire.

II.2.1.1 Les poutres mixtes Acier béton :

II.2.1.1.1 Aciers des poutres métalliques :

En construction on définit un acier par: Sa limite élastique ce qui représente la contrainte limite élastique sa qualité. Ils sont classes en trois catégories :

- Aciers normaux : $\sigma_e \leq 300 \text{MPa}$.
- Aciers à haute limite élastique : $300 \text{MPa} \leq \sigma_e \leq 400 \text{MPa}$.
- Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400 \text{MPa}$.

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :

$$\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2.$$

Tableau II:2 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

Module d'élasticité longitudinale	$E=210000 \text{N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G=E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de poisson	$\nu=0.3$
Coefficient de dilatation	$\alpha=12 \cdot 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{kg/m}^3$

II.2.1.1.2 Le béton :

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques fabrications et de mise en œuvre.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

a-) Poids volumique: La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

b-) Résistance à la compression :

Pour le béton de la superstructure $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \\ 27 \text{ MPa} \end{cases}$ si $j \geq 28$ jours.

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83} \times f_{c28} (\text{MPa})$$

c-) La résistance à la traction:

Cette résistance est liée directement à la résistance à la compression

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa} & (\text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa}) \\ 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(27) = 2.2 \text{ MPa} & (\text{pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa}) \end{cases}$$

II.2.1.2 Contrainte de calcul pour (ELU) :

On fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$\theta = 1 \rightarrow$ Lorsque la durée probable d'application d'action considérée est plus à 24 h.

$\theta = 0.9 \rightarrow$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85 \rightarrow$ Lorsque elle est inférieure à 1h.

On a

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables.} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

D'où

$$f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ Mpa.} \\ 25.86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ Mpa} \\ 15.30 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ Mpa.} \\ 19.95 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

II.2.1.3 Contrainte Limite De Service (ELS) :

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 * f_{c28} & \text{en service} \\ 0,6 * f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

a) Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton la valeur :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{pour un béton non fissuré} \\ \nu = 0 & \text{pour un béton fissuré} \end{cases}$$

b) Module de déformation longitudinale :

En considère un module de déformation longitudinale pour le béton (E_{Ij}) défini par les règles B.A.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Mpa})$$

$$E_i = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle.} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

c) Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 1200 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle} \\ 1100 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$g = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ν : coefficient de poisson.

E : module d'élasticité longitudinale.

Chapitre III

Caractéristique de tablier mixte et le dimensionnement des poutres principales

III.1 Introduction

Pour notre viaduc nous allons envisager des poutres en section I avec un espacement (en axes des poutres) très réduits pour éviter l'emploi de dalle à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre on va déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, garde-corps).

III.2 Dimensionnement des éléments du tablier :

III.2.1 Les poutres :

III.2.1.1 Définition des poutres :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième; ou d'une autre façon, la poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

III.2.1.2 Pré dimensionnement de la poutre :

a) L'espacement entre axes des poutres : (λ)

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 1,5 et 2,5m d'espacement entre axes des poutres; donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1.5\text{m}$ mais il y aura des changements après la définition des différents paramètres de la poutre.

a) Nombre de poutres : (N)

Le nombre de poutres est déterminé par : $N = (L_a / \lambda) + 1$

L_a : est la distance entre appuis de rive = 11.8m

On fixe l'espacement $\lambda = 1.5m$

$N = (11.8/1.5) + 1 = 9$ poutres

$$N = 09 \text{ poutres}$$

b) Espacement des poutres :

D'après logiciel ACOBRI

$$E = 1.225m$$

c) Hauteur des poutres :

La hauteur des poutres est un paramètre très important;

D'après logiciel :

$$H_p = 1.093m$$

III.2.1.2.1 Semelle:

b) La Largeur des semelles:

D'après logiciel

$$b_{inf} = 0.473m$$

c) Largeur de semelle supérieure :

$$b_{sup} = 0.473m$$

d) Epaisseur des semelles :

Pour notre ouvrage le choix des largeurs des semelles a été de :

$$t_{fi} = 115.1mm$$

$$t_{fs} = 115.1mm$$

III.2.1.2.2 L'âme :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince)

- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs),
- de esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

a) Sur appui :

L'épaisseur d'âme dépend des efforts que doit reprendre la section. Elle est en fonction de la portée.

b) En travée :

En service, l'effort tranchant est faible, et le moment fléchissant est grand. Cependant, l'épaisseur d'âme doit supporter toutes ces sollicitations.

La section de la poutre doit être conçue pour reprendre les différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion, ce qui nous amène comme de choix :

$$t_w = 76.7mm$$

Finalement les poutres se présentent comme suit :

$$H = 1093mm$$

$$H_W = 862.8mm$$

$$b_{inf} = 473mm$$

$$b_{sup} = 473mm$$

$$t_w = 76.7mm$$

$$t_{fi} = 115.1mm$$

$$t_{fs} = 115.1mm$$

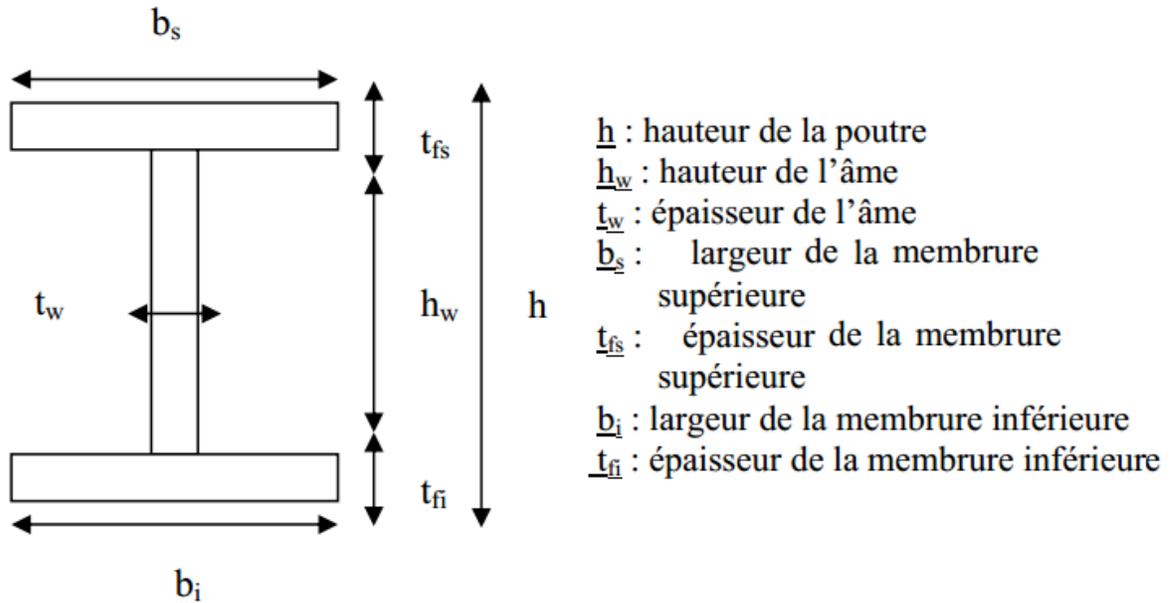


Figure III:1 Présentation des notations

III.2.1.2.3 Entretoise :

Une entretoise est une Pièce transversale de pont, reliant les poutres principales tout en étant solidaire à la dalle. Ce type de pièce peut prendre des formes et des dimensions très différentes selon son utilisation. On utilise des entretoises dans de nombreux domaines : construction, menuiserie, mécanique, etc.

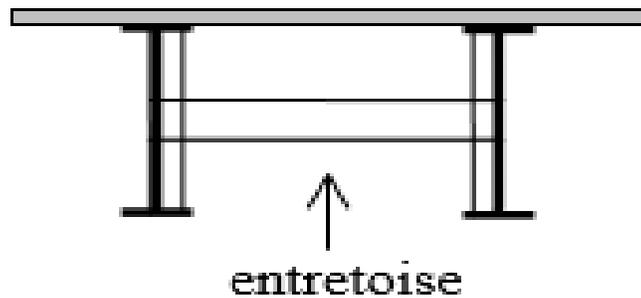


Figure III:2 l'entretoise un pont bipoutres

a) Hauteur de l'entretoise H_e

$$H_e = H_p - 20cm$$

$$H_e = 109.3 - 20$$

$$H_e = 89.3cm$$

b) Epaisseur de l'entretoise b_e

D'après la matière vue, l'épaisseur de l'entretoise varie entre 30cm et 40cm.

Nous prenons $b_e=35\text{cm}$

c) Nombre d'entretoise N_e

Dépend de l'entre distance des entretoises L_y

$N_e = 7$ en travée

On a 4 travées :

$$7 * 4 = 28$$

Avec L : portée du pont

d) Distance entre axe des entretoises L_y :

$L_y=5\text{m}$

III.2.1.2.4 Hourdis (la dalle)

III.2.1.2.4.1 Définition de la dalle (Hourdis) :

L'hourdis est une dalle en béton arme ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir (ballast, chape d'étanchéité, rails) et les surcharges d'un pont, et a transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier a hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalle en mortier de fibres ou en béton arme.

III.2.1.2.4.2 Pré dimensionnement de la dalle :

a) Longueur de la dalle :

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

Donc : $L_d = 35\text{ m}$

b) Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égale : $L_d = 11.8\text{m}$

c) Epaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m

Pour notre cas l'espacement entre axes des poutres est 1.225m, et la largeur de la dalle est 11.8m on va prévoir une épaisseur de 0,25m.

Donc : $E_d = 0,25m$

III.2.1.2.5 Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, qui longe des bords du tablier encadre par un garde-corps.

Donc : $L_t = 1.5m$

III.2.1.2.6 Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées a la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse; en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

III.2.1.2.7 Les garde-corps :

Sont des barrières a hauteur de poitrine, de chaque cote du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont on va employer des garde-corps Standardiser en Algérie.

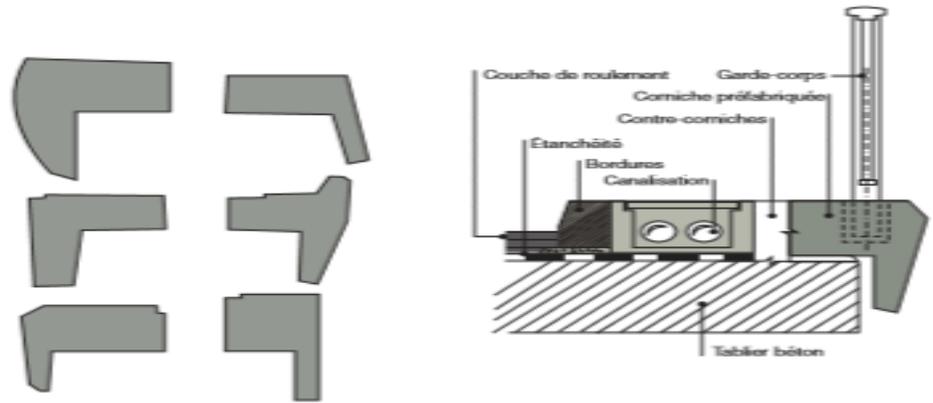


Figure III:3 :Les différentes formes des corniches

III.2.1.2.8 Les rails :

Un rail est une barre d'acier profilée. Deux files parallèles de rails mis bout à bout forment une voie ferrée. Ils reposent alors généralement sur des traverses pour conserver un écartement constant. Les rails servent à la fois de guide et de support de roulement pour les véhicules ferroviaires comme le train et le tramway. Étant conducteurs électriques, ils peuvent aussi être utilisés pour la transmission de signaux (circuits de voie) et pour le retour des courants de traction et des auxiliaires du train (ligne train pour le chauffage et la climatisation sur les rames tractées)

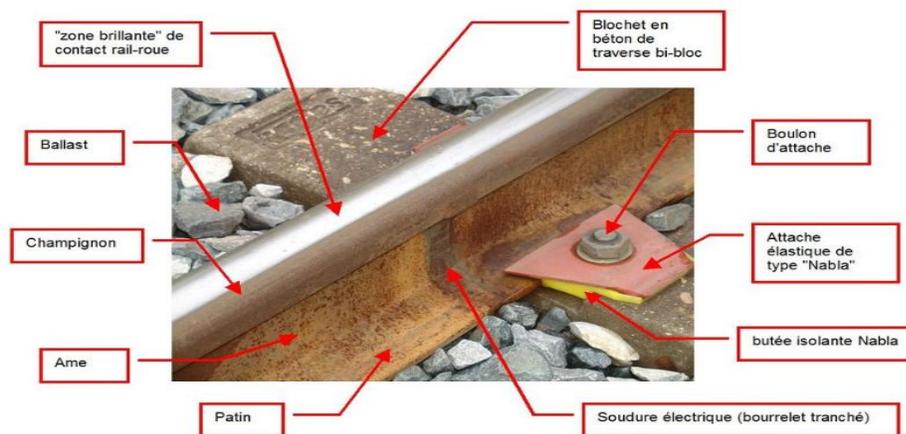


Figure III:4 :différents éléments du rail

III.2.1.3 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à Δ telle que $I_{/\Delta}$ (nette) = $I_{/\Delta}$ (brute) – 10% $I_{/\Delta}$ (brute)

$S_{/\Delta}$: Moment statique telle que $S_{/\Delta}$ (nette) = $S_{/\Delta}$ (brute) -5% $S_{/\Delta}$ (brute)

$V = S_{/\Delta} / B$: distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I_0 : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.

B : c'est la section de la poutre telle que $(B \text{ nette}) = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}$

III.2.1.3.1 Variation de la largeur de l'âme:

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme (fig n°), les membrures supérieures et inférieures sont les éléments résistant à la flexion. L'âme de la poutre sera donc dimensionnée pour résister à l'effort tranchant.

et pour permettre un bétonnage correct.

L'effort tranchant V provoque des contraintes de

Cisaillement transversales τ .

L'expression générale :

$$\tau = V/b_0Z. \text{ Telle que :}$$

V = Effort tranchant à l'ELU.

Z = Hauteur utile.

b_0 = largeur de la poutre ou l'âme.

Donc pour reprendre la contrainte de cisaillement au voisinage de l'appui auquel l'effort tranchant V atteint son maximum, on augmente la largeur de l'âme b_0 .

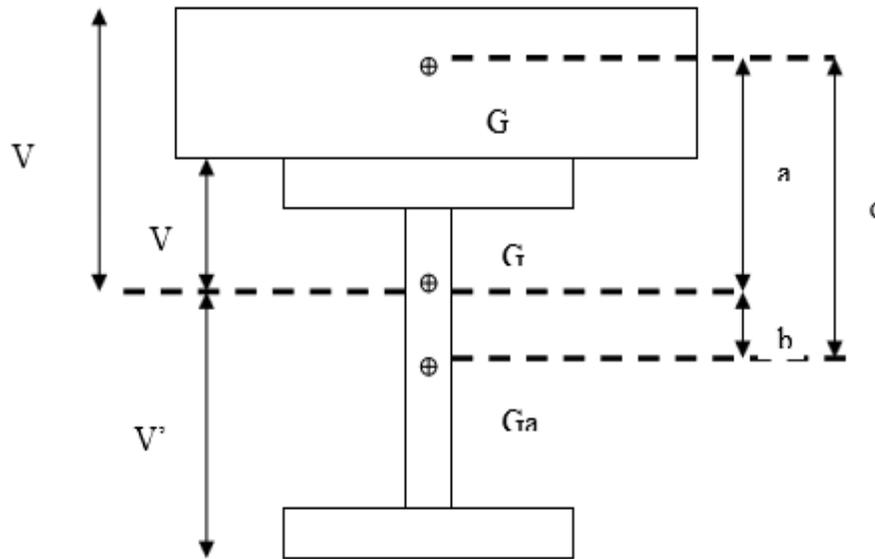


Figure III:5 : géométrie de la section mixte

Caractéristiques géométriques de section du Béton :

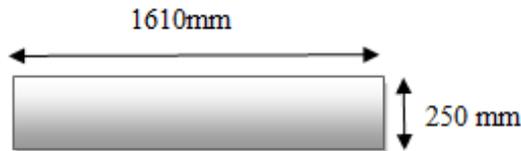


Figure III:6 Section du béton

Tableau III:1 La détermination des caractéristiques de la section de béton

N°de sec	Bi (cm ²)	Nbr (ni)	Ni*Bi (cm ²)	Yi (cm)	Ni*Bi*yi (cm ³)	Li (cm ⁴)	Bi*(yi-yG) ² (cm ⁴)	I _{GI} = (f + g) (cm ⁴)	Ni*I _{GI} (cm ⁴)
1	4025	1	4025	121.8	490245	209635.41	1668481.64	1878117.05	1878117.05
			4025		Σ =490245			I _{GI} = (cm ⁴) =1878117.05	

Centre de gravité de la section du béton Y_{Gb} :

$$Y_{Gb} = (\sum si * Y_i) / \sum si$$

$$Y_{Gb} = 121.8cm$$

$$Y_{Gb} = 1.218m$$

$$V' = S_{/\Delta} / B = 1.014m$$

$$V = h - V' = (1.343 - 1.218) = 0.125m$$

$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V' = 0.0685m^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B)$$

Soit $I_{GI} = 0.0685m^4$

Le rendement :

$$\rho = \frac{I_{GI}}{B.v.v'}$$

$$\rho = \frac{0.01878}{0.4025 * 0.125 * 1.128} = 0.33$$

$$\rho = 33\%$$

Soit :

Tableau III:2 : La détermination des caractéristiques de la section du Poutres seule

N°de sec	Bi (cm²)	Nbr (ni)	Ni*Bi (cm²)	Yi (cm)	Ni*Bi*yi (cm³)	Li (cm⁴)	Bi*(yi-yG)² (cm⁴)	$I_{GI} = (f + g)$ (cm⁴)	Ni*I _{GI} (cm⁴)
1	544.42	1	544.42	103.545	56371.96	6010.43	2412.33	8422.76	8422.76
2	661.76	1	661.76	54.65	36165.18	410529.64	1448793.88	1859323.52	1859323.52
3	544.42	1	544.42	5.755	3133.13	6010.43	4984502.22	4990512.65	4990512.654
			B=1570.6		$\Sigma = 95670.27$			$I_{GI} = (cm^4) = 6858258.934$	

Centre de gravité de la section d'acier Y_{Ga} :

$$Y_{Ga} = (\sum si * Yi) / \sum si$$

$$Y_{Ga} = 60.91cm$$

$$Y_{Ga} = 0.609m$$

$$V' = S_{/\Delta} / B = 1.014m$$

$$V = h - V' = (1.343 - 0.609) = 0.734m$$

$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V' = 0.0685m^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B)$$

Soit $I_{GI} = 0.0685m^4$

Le rendement :

$$\rho = \frac{I_{GI}}{B.v.v'}$$

$$\rho = \frac{0.0685}{0.15706 * 0.734 * 0.609} = 0.97$$

$$\rho = 97\%$$

Tableau III:3 : La détermination des caractéristiques de la section du Poutre avec hourdis

N°de sec	Bi (cm ²)	Nbr (ni)	Ni*Bi (cm ²)	Yi (cm)	Ni*Bi*yi (cm ³)	Li (cm ⁴)	Bi*(yi-yG) ² (cm ⁴)	I _{GI} = (f + g) (cm ⁴)	Ni*I _{GI} (cm ⁴)
1	4025	1	4025	121.8	490245	209635.41	1668481.64	1878117.05	1878117.05
2	544.42	1	544.42	103.54	56371.96	6010.43	2412.33	8422.76	8422.76
3	661.76	1	661.76	54.65	36165.18	41029.64	1448793.88	1859323.52	1859323.52
4	544.42	1	544.42	5.755	3133.13	6010.43	4984502.22	4990512.654	4990512.654
			5775.6		Σ =585915.27			I _{GI} (cm ⁴) = 8736375.984	

Centre de gravité de la section mixte Y_G :

$$Y_G = (\sum si * Y_i) / \sum si$$

$$Y_G = 101.4cm$$

$$Y_G = 1.014m$$

$$V' = S_{/\Delta} / B = 1.014m$$

$$V = h - V' = (1.343 - 1.014) = 0.329m$$

$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V'^3 = 0.0874m^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B)$$

$$\text{Soit } I_{GI} = 0.0874m^4$$

Le rendement:

$$\rho = \frac{I_{GI}}{B.v.v'}$$

$$\rho = \frac{0.0874}{0.57756 * 0.329 * 1.014} = 0.4536$$

Soit :

$$\rho = 45.36\%$$

La distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier :

$$C = 60.89 \text{ cm}$$

Chapitre IV

Calcul des charges et surcharges et efforts longitudinaux

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le viaduc doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées dans un ouvrage peuvent être permanents ou variables.

IV.2 Nature des charges de trafic ferroviaire :

Des règles générales sont données pour le calcul des effets dynamiques associés, des forces centrifuges, des forces d'accélération, et de freinage, et des effets aérodynamiques dus au passage du trafic ferroviaire (effet de souffle),

IV.3 Les actions permanentes comprennent:

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, ballast, rail).

IV.4 Les actions dues aux circulations ferroviaires sont données pour :

I.1.1 Les charges verticales :

Modèle de charge LM71,

Modèle de charge SW,

Train à vide

Les effets dynamiques

Les forces centrifuges

Les forces d'accélération et de freinage

Les effets aérodynamiques dus au passage des trains (effet de souffle)

En outre il convient de prendre aussi en compte les charges de superstructures, en effet, celles-ci répondant aux spécifications liées à la circulation du trafic tram-train

IV.5 CALCUL DES CHARGES :

IV.5.1 Charges permanentes et compléments des Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes; on les appelle accessoires.

IV.5.1.1 Les éléments porteurs : (Charges permanentes)

Ces charges sont appelées CP; et concernent :

IV.5.1.1.1 La dalle:

γ : poids volumique de béton =25KN/m³

h : épaisseur de l'hourdis =0,25m

l : largeur de la dalle = 11.8 m.

Le poids de la dalle est :

$$P_d = 0,25 \times 25 \times 11.8 = 0.7375t/ml$$

Poutre:

Le poids de la poutre est :

$$P_t = 0.7850t/ml$$

IV.5.1.2 La charge complémentaire permanente (CCP) :

Elle contient le poids de la superstructure tel que se dernier contient les éléments suivants

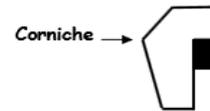
- ✓ La corniche.
- ✓ Trottoirs.
- ✓ Le garde-corps.
- ✓ Caniveaux
- ✓ L'entretoise.

1. La corniche:

$$P_t = 2.5 \times 0.12$$

$$P_c = 0.4 \text{ t/ml.}$$

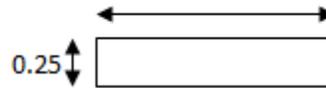
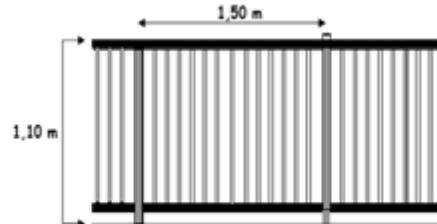
$$P_c = 0.4 \times 2 = 0.8 \text{ t/ml}$$

**2. Le trottoir :**

$$P_t = 2,5 \times 1,5 \times 0,25 \times 1$$

$$P_t = 0,9375 \text{ t/ml.}$$

$$P_t = 0.9375 \times 2 = 1.875 \text{ t/ml}$$

*Détail trottoir P_t* 

Garde - Corp.

3. Le grade- corps :

Le poids de garde-corps est 0.1 t/ml.

$$P_{gc} = 0.5 \times 2 = 0.1 \text{ t/ml}$$

4. Caniveaux :

Le poids de caniveaux est 0.1t/ml.

$$P_c = 0.1 \times 2 = 0.2 \text{ t/ml}$$

5. L'entretoise :

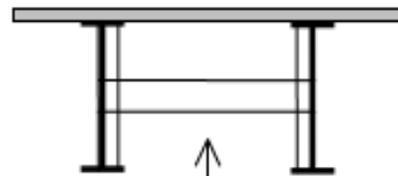
$$P_e = 0.893 \times 2.5 \times 0.4 = 0.893 \text{ t/ml}$$

$$P_{eT} = 20.372 \text{ t/ml}$$

6. Poids total de la superstructure :

$$P_s = 10.38 + 0.77 + 0.8 + 1.875 + 0.2 + 6.25$$

$$P_s = 20.372 \text{ t/ml}$$



entretoise

➤ Poids total de la superstructure :

$$P_s = 10.38 + 0.77 + 0.8 + 1.875 + 0.1 + 0.2 + 6.25$$

$$P_s = 20.372 \text{ t/ml.}$$

➤ **Poids total propre du tablier :**

$$G = P_d + P_p + P_t + P_{gc} + P_{ca} + P_e$$

$$G = 0.7375 + 0.7850 + 0.8 + 1.875 + 0.1 + 0.2 + 6.251 = 10.74 \text{ t/ml}$$

$$G1 = 10.74 \times 35 = 375.9 \text{ t}$$

$$G1 = 375.9 \text{ t}$$

IV.6 Calcul des surcharges :**IV.6.1 Poids de la structure ferroviaire**

Le poids de la structure ferroviaire comporte les éléments suivants :

- ✓ Ballast
- ✓ Travers (béton)
- ✓ Travers (acier)
- ✓ Rails

1. Ballast:

On a couche de ballast de 40 cm donc

$$P_B = 0.4 \times 1.3 \times 11.8$$

$$P_B = 6.13 \text{ t/ml.}$$

2. La chape (étanchéité) :

On a couche de chape de 3 cm donc

$$P_\epsilon = 0.03 \times 1.3 \times 11.8$$

$$P_\epsilon = 0.42 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Ballast+chape} = 6.13 + 0.42 = 6.55 \text{ t}$$

Tableau IV:1 : poids des matériaux utilisé

M ² /m		KN/m ²	kN	KN/m	
N°	Aire		P	P totales	
Ballast+chape de ciment	1	0.62	19	6.55	6.55
Travers (béton)	2	1.386	25	2.8875	1.3125
Travers (acier)	1	0.0702	78.5	0.91845	0.4174773
Rails	2		0.6004	1.20072	0.5457818
Totales					14.06 kN/m

$$G_2 = P_t \cdot 35$$

$$G_2 = 14.06 \cdot 35 = 492.1 \text{ kN}$$

$$G = G_1 + G_2 = 37.59 + 492.1 \approx 530 \text{ kN}$$

$$G = 530 \text{ kN}$$

Donc le poids total de tablier \leftrightarrow la charge permanente

3. trains de charge :

La section 6 de l'EN 1991-2 (action du trafic ferroviaire et autre action spécifiques sur les ponts ferroviaires) détaille les chargements type à appliquer pour le calcul des ouvrages ferroviaire.

Les convois utilisés pour le calcul statique des ouvrages ne correspondant pas à des trains réel, ces modèles de chargement sont censés représenter l'effet du passage d'un train sur le pont. On se limite volontairement aux charges verticales appliquées sur l'ouvrage.

On utilise les trains de charge représentatifs du :

- ✓ Trafic normal (LM71);
- ✓ Trafic de marchandise (SW);

IV.6.2 Modèle de charge 71 (appelé LM71 ou UIC71):

Le modèle représente l'effet statique du chargement vertical du a un trafic ferroviaire standard. Le chargement LM71 est composé de 4 charges concentrées $Q_{vK} = 250 \text{ kN}$ espacées de 1.6m, et d'une charge informent répartie $q_{vK} = 80 \text{ kN}$, à appliquer sur le reste de l'ouvrage, en fonction des lignes d'influence. La figure ci dessous (extrait de l'EN 1991-2, section 6) illustre des modèles de chargement LM71.

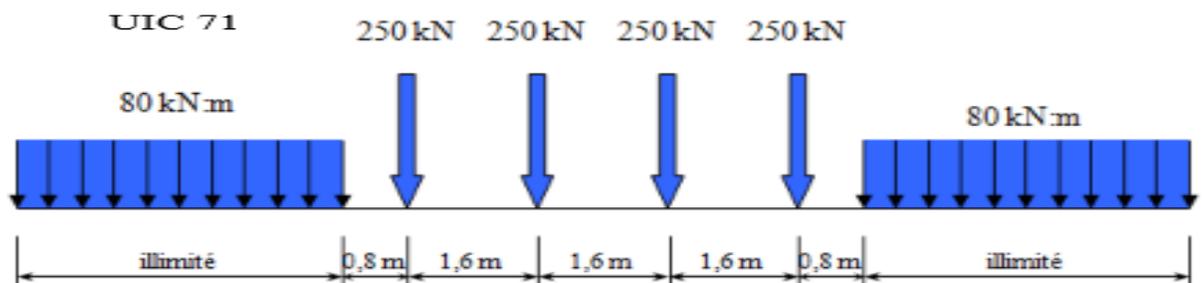


Figure IV:1 Modèle de charge LM71

Les valeurs caractéristiques de la figure (IV-1) doivent être multipliées par un coefficient α , sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourds ou plus léger que le trafic ferroviaire normal.

Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient α , les charges sont appelées "charges verticales classifiées". Ce coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes:

$$0.75 ; 0.83 ; 0.91 ; 1.00 ; 1.10 ; 1.21 ; 1.33$$

Lorsqu'aucun coefficient n'est spécifié, il doit être pris égal à 1.00

IV.6.3 Modèle de charge SW0/SW2:

Ces deux modèles sont similaires ils sont tous les deux constitués de deux charges linéaires espacées d'une distance constante. Il est affecté du même coefficient α que le modèle 71. Le modèle SW2 représentant lui l'effet statique d'un trafic ferroviaire lourds il n'est pas affecté du coefficient α . La figure ci-dessous (extrait de l'EN 1991-2, section 6) illustre des modèles de chargement SW

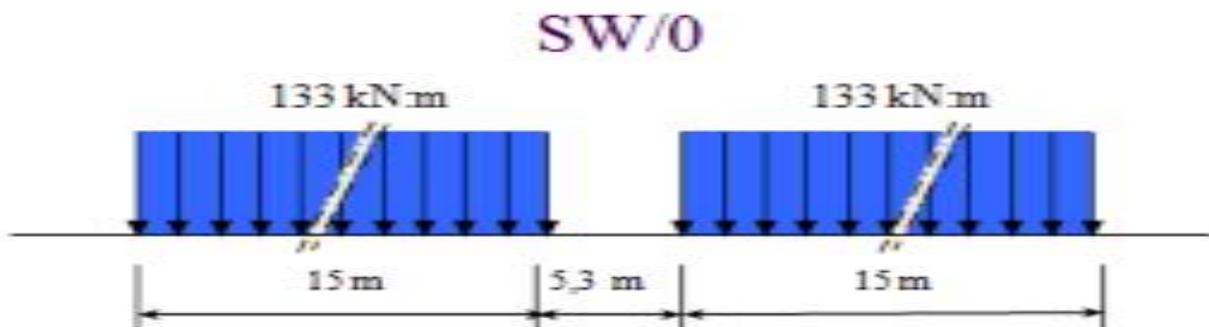


Figure IV:2 Modèle de charge SW/0

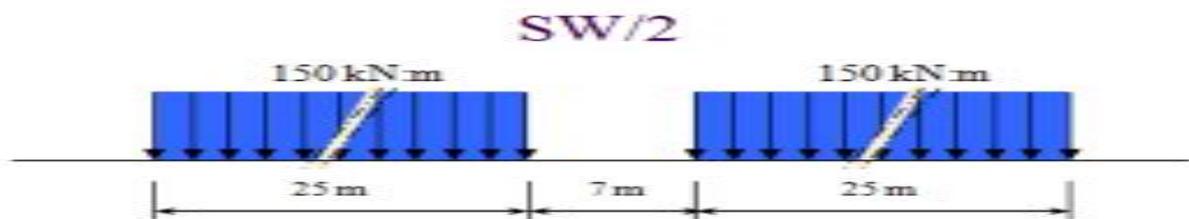


Figure IV:3 : Modèle de charge SW/2

Modèle	Représentation	
LM71		
SW0		$q_{vk} = 133 \text{ kN/m}$ $a = 15,0 \text{ m}$ $c = 5,3 \text{ m}$
SW2		$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$ $a = 25,0 \text{ m}$ $c = 7,0 \text{ m}$
Train à vide	<p>Charge verticale linéaire uniforme Valeur caractéristique : 10,0 kN/m</p>	

Tableau IV:2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges

IV.7 Coefficient dynamique: ϕ (ϕ_2 , ϕ_3)

Le coefficient dynamique ϕ , qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge doit être pris égale à ϕ_2 , ou ϕ_3 ou fonction de la qualité de l'entretien de la voie. on peut considérer don notre cas que la voie est soigneusement entretenues d'où $\phi=\phi_2$ Modèle de charge 71 est pris égal à ϕ_2 comme indiqué ci-après :

Pour une voie soigneusement entretenue:

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi} - 0.2} + 0.82$$

Avec : $1.00 \leq \phi_2 \leq 1.67$

La longueur << déterminante >> donnée dans le tableau (6) de la norme NF EN 1991-2 Lors du calculs est transversale, on adopte la valeur correspondante du tableau donne par le cas 4. N est prendre selon le cas 5 si on analyse le comportement longitudinal du pont. Le viaduc peut être considère comme une poutre continue sur n travées, on a alors:

$$L\phi = k * Lm$$

$$K = 1.2 \text{ pour } n = 4(\text{ travées })$$

L_m = portées moyen des travées

Et on a $h = 0.95$;

$$L\varphi = 1.2 * (1/n) * (L1 + L2 + L3 + L4)$$

$$L\varphi = 1.2 * (1/2) * (35 + 35 + 35 + 35)$$

$$L\varphi = 84m$$

$$\varphi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{84} - 0.2} + 0.82$$

$$\varphi_2 = 0.980$$

IV.8 La charge ferroviaire agissant sur la dalle supérieure :

La charge ferroviaire agissant sur la dalle supérieure en règle générale, les charges d'essieu du modèle de charge 71 et modèle SW2 peuvent être uniformément répartie dans le sens longitudinal. (EC1. -6.3.5.2.P1)

IV.8.1 LM71:

a-1) Charge concentré:

$$Q_{v1} = Q_{vK} * \alpha * \varphi_2$$

$$Q_v = 250 * 1 * 0.980 = 245KN$$

$$Q_{v1} = 245KN$$

Avec:

$\alpha = 1$ Coefficient d'adaptation

$\varphi_2 = 0.980$ Coefficient dynamique

$Q_{vK} = 250KN/m$ Charge d'exploitation

a-2) Charge distribuée:

$$qv1 = \alpha * \varphi2 * Qvk$$

$$qv1 = 1 * 0.980 * [80] = 78.4 \text{ KN/m}$$

$$qv1 = 78.4 \text{ KN/m}$$

IV.8.2 SW2:**b-1) Charge distribué:**

$$qv2 = \alpha * \varphi2 * [qvk]$$

$$qv2 = 1 * 0.980 * [150] = 147 \text{ KN/m}$$

$$qv2 = 147 \text{ KN}$$

a) Action latéral de vent:

La force latérale induite par le serpentement est considérée comme une force centrée agencée horizontalement et perpendiculairement à la axes de la vois. La valeur de cette force sera absente même à $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$ Dans notre exemple elle n'est pas présente.

b) Action de démarrage et de freinage :

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires sue la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leur effet pour l'élément structurel concéderai. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte des sens des déplacements autorise sur chaque voie. Ces forces doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes.

D'âpre l'EUROCODE199166.5.3 (train vitesse $< 200 \text{ Km/h}$), les valeurs caractéristique des forces d'accélération et de freinage pour les modèle des charges LM71/SW/0 SW/2

c) Démarrage - trains LM71 - SW- SW/2 :

- Force d'accélération:

$$Qlak = 33[\text{KN/m}] * L[\text{m}] \leq 10000 \text{ KN}$$

$$Qlak = 33 * 140$$

$$Qv1 = 4620KN$$

$$Qv1 = 4620 < 10000KN$$

d) Freinage -train LM71:

- **Force de freinage.**

$$Qlbk = 20[KN/m] * L[m]$$

$$Qlbk = 20 * 140$$

$$Qlbk = 2800 kn$$

$$Qlbk = 2800 < 6000K$$

- **Freinage-train pour modèle SW/2:**

$$Qlbk = 35[KN/m] * L[m]$$

$$Qlbk = 35 * 140$$

$$Qlbk = 4900KN$$

$$Qlbk = 4900 < 60000KN$$

e) Variations de la température:

Le composant de la température informelle dépend, selon L'EC, la partie 2-5 au paragraphe 6.31 de la température réelle à laquelle le pont est soumis à un intervalle de temps prescrit. La température maximale et minimale dépend de la localisation de site. Dans notre cas, la composant de la température est estimée à :

$$\Delta T = \pm 15^{\circ}C$$

IV.8.2.1 Composantes linéaire :

Selon L'EC.1, la partie 2-5 paragraphe 6.2.4 pendant une période de temps prescrite, le chauffage et le refroidissement de la surface supérieure d'une poutre implique un chenuement de température avec une négative maximale et positive maximale.

Dans notre cas les valeurs caractéristique des différences de température linéaire positive maximale et négative,

En ce qui concerne les ponts apparentant au groupe 3 sont égaux à:

Positive-différence de température $\Delta T_m, \text{ pos } (C^\circ) = +15 C^\circ$

Négative-différence de température $\Delta T_m, \text{ nég } (C^\circ) = +15 C^\circ$

IV.8.2.2 Les forces centrifuges:

Lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et le dévers de la vois doivent être pris en compte. Il convient d'appliquer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1.80 m au-dessus du plan de roulement et il faut les combiner avec la charge verticale de trafic. L'analyse des forces centrifuges de L'EC tient compte des vitesses inférieures à 200km/ a travers le coefficient de réduction f. la valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aids des formules suivantes:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{v^2}{127r} (f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{v^2}{127r} (f \times q_{vk})$$

Avec :

Q_{tk}, q_{tk} : sont les valeurs caractéristiques des forces centrifuges [KN , KN/m]

Q_v, q_v : sont les valeurs caractéristique des charges verticales du modèle de charge 71 hors majoration pour l'effet dynamiques.

f : coefficient de réduction si $v \leq 200 \text{ Km/h}$

v : est la vitesse maximale [m/s]

g : est l'accréditation de la pesanteur [9.81m/s²]

r : rayon de courbure [m]

IV.9 Sollicitations de calcul à l'ELS et à l'ELU:

Nous nous basons sur les calculs de logiciel ACOBRI, donc les résultats des sollicitations à l'ELS et à l'ELU sont présentés dans les tableaux suivants :

IV.9.1.1 Les réactions d'appuis :Tableau IV:3 : Les réactions d'appuis C_0 , P_1 et P_2

		C_0		P_1		P_2	
Moment		M^+ (KN)	M^- (KN)	M^+ (KN)	M^- (KN)	M^+ (KN)	M^- (KN)
Poids propre		313.73	303.90	917.94	879.77	750.87	712.28
superstructure		195.69	155.40	560.47	437.28	478.48	356.60
Superstructure majoré		220.04	186.58	622.48	539.25	524.47	442.20
Equipment		43.40	7.76	137.46	14.77	129.46	6.04
Thermique simplifie +		17.52	3.59	-12.32	-12.27	5.86	5.79
Thermique simplifie -		-17.52	-3.59	12.32	12.27	-5.86	-5.79
Retrait du béton		-28.86	-1.19	255.59	1.84	-23.82	0.19
LM71	V_1	609.58	-138.24	1360.40	-184.24	1299.84	-200.33
	V_2	609.58	-138.24	1360.40	-184.24	1299.84	-200.33
Sw/0	V_1	624.31	-138.24	1204.02	-165.96	1160.92	-162.25
	V_2	624.31	-138.24	1204.02	-165.96	1160.92	-162.25
Sw/2	V_1	576.28	-127.55	1255.13	-194.33	1197.35	-109.88
	V_2	576.28	-127.55	1255.13	-194.33	1197.35	-109.88
Piste de service		83.16	-21.31	211.18	-34.46	203.31	-31.16
Total		2151.02	-302.57	5438.24	-434.39	4692.13	-437.6

Tableau IV:4 : Les réactions d'appuis de P_3 et C_4

		P_3		C_4	
Moment		M^+ (KN)	M^- (KN)	M^+ (KN)	M^- (KN)
Poids propre		917.94	879.77	313.73	303.90
Superstructure		560.47	437.28	195.69	155.40
Superstructure majoré		622.48	539.25	220.04	186.58
Equipment		137.46	14.77	43.40	7.76
Thermique simplifie +		-12.32	-12.27	17.52	3.59
Thermique simplifie -		12.32	12.27	-17.52	-3.59
Retrait du béton		255.59	1.84	28.86	1.19
LM71	V_1	1360.40	-184.24	609.58	-138.24
	V_2	1360.40	-184.24	609.58	-138.24
Sw/1	V_1	1204.02	-165.96	624.31	-138.24
	V_2	1204.02	-165.96	624.31	-138.24
Sw/2	V_1	1255.13	-194.33	576.28	-127.55
	V_2	1255.13	-194.33	576.28	-127.55
Piste de service		211.18	-37.46	83.16	-21.31
Total		5450.56	-434.39	2151.02	-302.57

IV.9.1.2 Les moments fléchissant :

Tableau IV:5 : Les moments fléchissants à l'ELS et à l'ELU en appuis et en travée

Moment		ELU		ELS	
		M^+ (KN)	M^- (KN)	M^+ (KN)	M^- (KN)
Poids propre		2122.50	-2973.66	2122.50	-2973.66
Superstructure				1239.01	-1622.27
Superstructure majoré		1453.62	-1857.76		
Equipment		162.94	-288.83	162.94	-288.83
Thermique simplifie +		69.61	-313.40	69.61	-313.40
Thermique simplifie -		373.40	-69.61	373.40	-69.61
Retrait du béton		626.81	-473.40	626.81	-473.40
LM71	V_1	4708.85	-4708.85	4014.40	-4014.40
	V_2	4708.85	-4708.85	4014.40	-4014.40
Sw/1	V_1	4358.52	-4358.52	3179.35	-3179.35
	V_2	4358.52	-4358.52	3179.35	-3179.35
Sw/2	V_1	4473.27	-4473.27	4274.12	-4274.12
	V_2	4473.27	-4473.27	4274.12	-4274.12
Piste de service		418.08	-518.78	418.08	-518.78
Total		14644.66	-15913.23	14430.05	-15677.74

Voilà quel que diagramme des moments fléchissant tracés via le logiciel ACOBRI

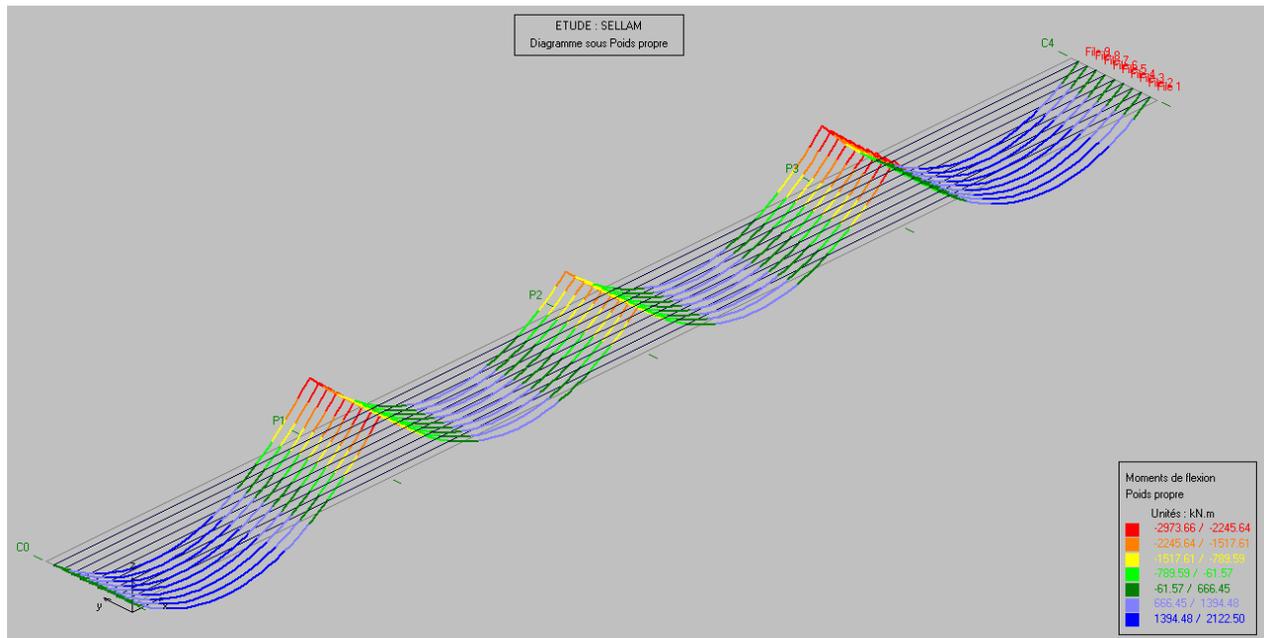


Figure IV:4 : Les moments de flexion poids propre

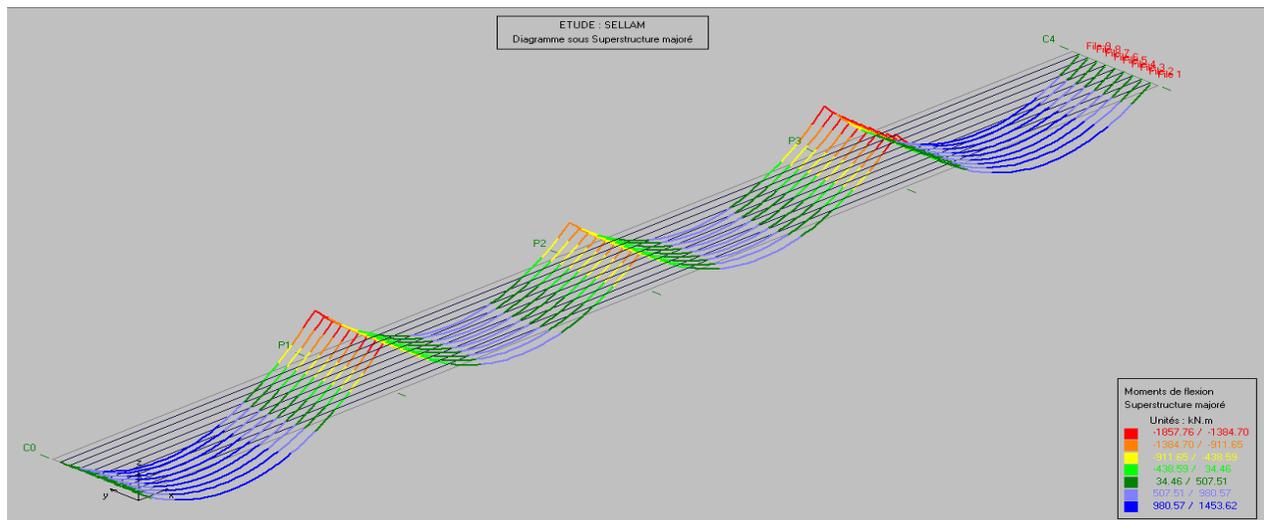


Figure IV:5 : Les moments flexion superstructure majoré

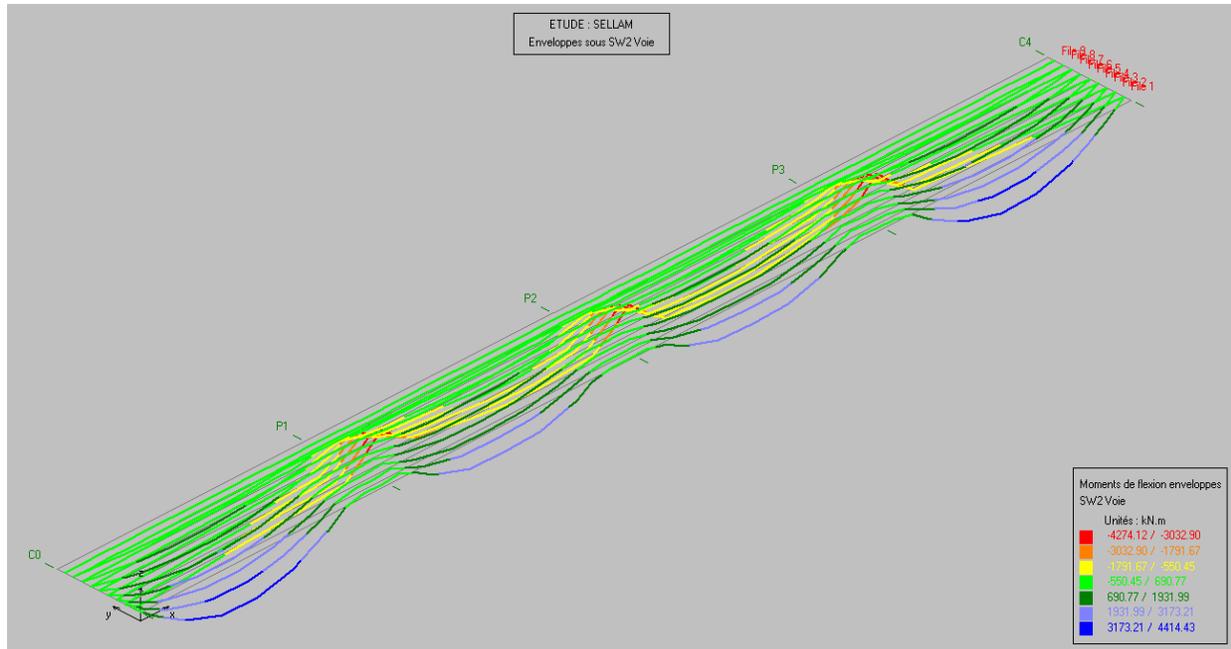


Figure IV:6 : Les moments de flexion enveloppes Sw2 voie1

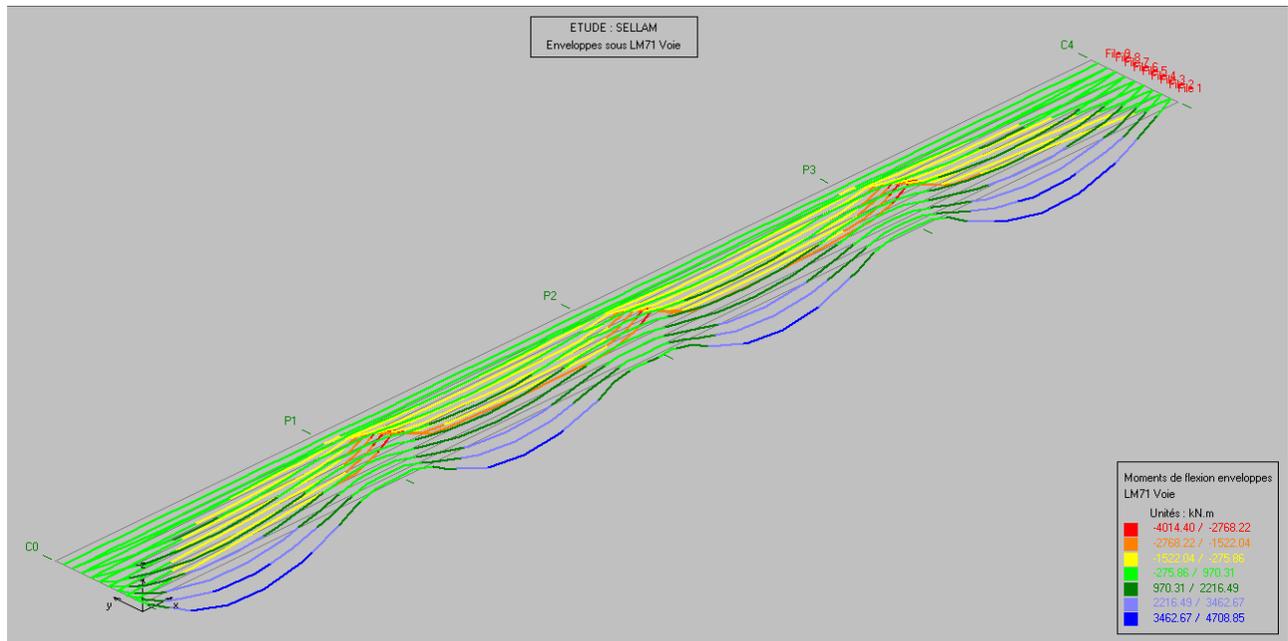


Figure IV:7 : Les moments de flexion enveloppes LM71 voie1

IV.9.1.3 L'effort tranchant :

Par le même principe et selon les calculs qui sont faits par logiciel ACOBRI, les résultats des efforts tranchants à l'ELS et à l'ELU sont présentes dans les tableaux suivants :

Tableau IV:6 : Les efforts tranchants à l'ELS et à l'ELU

Effort		ELU		ELS	
		T^+ (KN)	T^- (KN)	T^+ (KN)	T^- (KN)
Poids propre		476.48	-476.48	476.48	-476.48
superstructure				283.91	-283.91
Superstructure majoré		318.01	-318.01		
Equipment		63.23	-63.23	63.23	-63.23
Thermique simplifie +		18.29	-18.29	18.29	-18.29
Thermique simplifie -		18.29	-18.29	18.29	-18.29
Retrait du béton		30.43	-30.43	30.43	-30.43
LM71	V_1	766.61	-766.61	766.61	-766.61
	V_2	766.61	-766.61	766.61	-766.61
Sw/1	V_1	709.41	-709.41	709.41	-709.41
	V_2	709.41	-709.41	709.41	-709.41
Sw/2	V_1	680.29	-680.29	680.29	-680.29
	V_2	680.29	-680.29	680.29	-680.29
Piste de service		100.90	-100.90	100.90	-100.90
Total		2558.85	-2558.85	2524.75	-2524.75

Les figures suivantes présentent les diagrammes des efforts tranchants calculés et tracés par logiciel ACOBRI

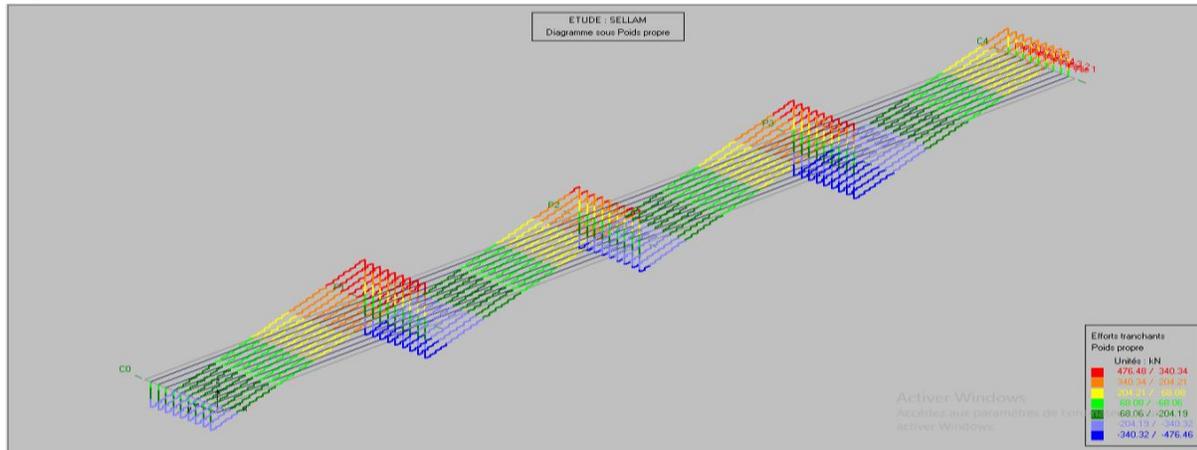


Figure IV:8 : L'effort tranchant thermique simplifié +DT°C

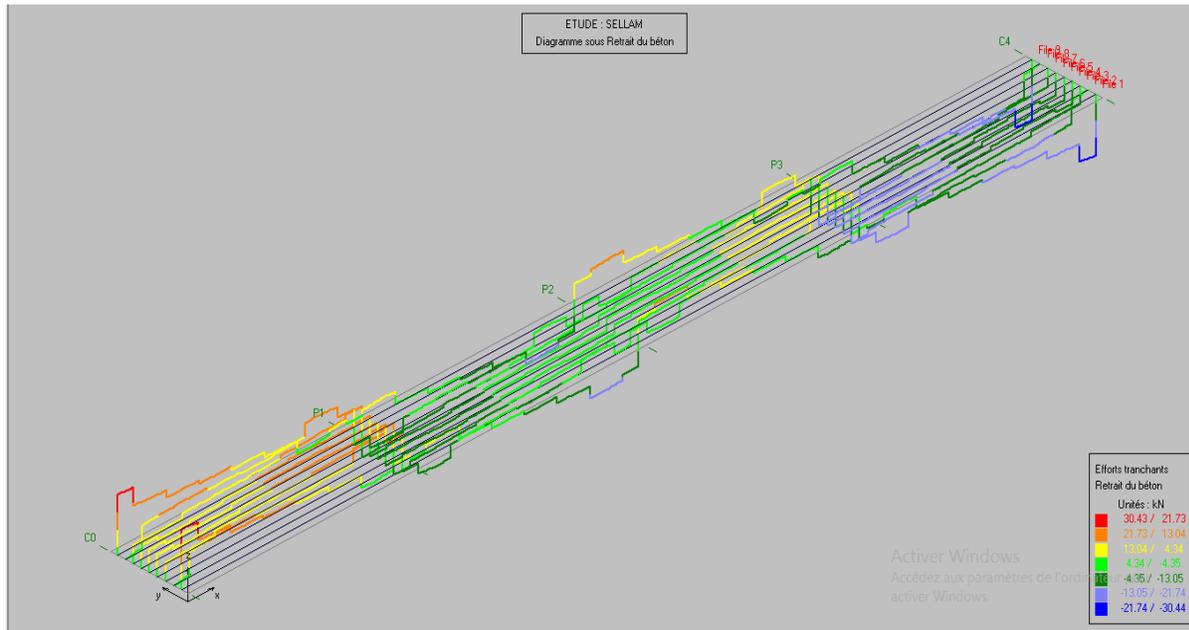


Figure IV:9 : L'effort tranchant du au retrait du béton

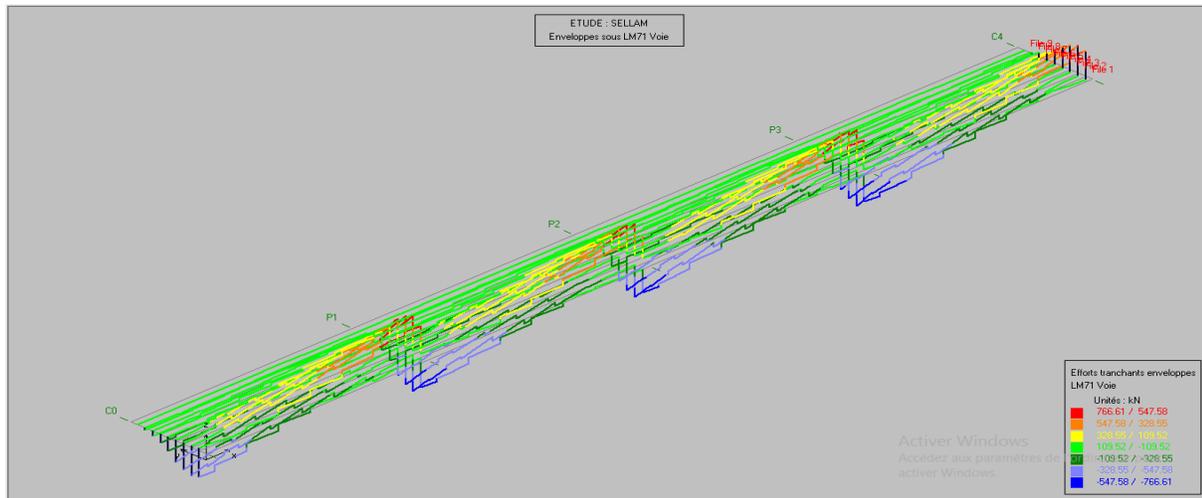


Figure IV:10 : L'effort tranchant enveloppe sous le LM71 voie1

Chapitre V

Détermination et vérification des éléments principales

V.1 Introduction

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

V.1.1.1 Le choix du connecteur :

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre



Figure V:1 : Connecteurs de type goujons

V.1.1.2 Acier des connecteurs :

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (F_y) et contrainte de rupture (F_u) sont reprises au tableau ci-dessous.

Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur : $\gamma_v = 1.25$ (sauf actions accidentelles : $\gamma_v = 1$)

Tableau V:1 Les caractéristiques des goujons à tête

Dénomination du goujon a têt	h_{sc} (mm)	D fût (mm)	d1 tête (mm)	Ht tête (mm)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-225	225	22	34.7	10	350	450

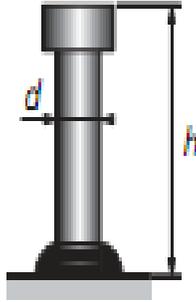


Figure V:2 Goujon à tête

V.1.1.3 Calcul des connecteurs

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures, un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs de type goujons de diamètre $d = 22\text{mm}$, de hauteur 175mm . La limite élastique de l'acier utilisé $f_y=350\text{MPa}$, sa limite de rupture est $f_u=450\text{MPa}$.

Principe du calcul

Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. Les connecteurs sont soumis au glissement du aux actions générées après prise du béton et sous le poids g_2 des super structures (équipements du tablier) et $(Q+q)$ des actions variables (LM71, $W_s/2$, charges de trottoir). Le nombre des connecteurs nécessaires sera déterminé à l'ELS et à l'ELU.

a) Le glissement peut s'exprimer :

$$g = \frac{(N + dN) - N}{dx} = \frac{dN}{dx}$$

La théorie du glissement montre donc que le glissement de la dalle sur les poutres peut s'écrire:

$$g = \frac{V \times Ab \times bn}{n \times ln}$$

Avec : V: effort tranchant du aux actions extérieures

A_b : aire de la section de béton

B_n : In suivant les résultats précédents.

a-1) Glissement à l'ELS :

Nous avons donc à l'ELS :

$$g_{ELS} = \frac{V_{ns} * A_b * V_{ns}}{n_s * I_{ns}} \frac{V_{n0} * A_b * b_{n0}}{n_0 * I_{n0}}$$

Avec :

V_{ns} : effort tranchant du a G2

V_{n0} : effort dû à LM71+Ws /2+trottoirs.

a-2) Glissement à l'ELU :

G_{ELU} est calculé globalement sur les demies travées supposé soumis eau moment plastique M_{pl} , soit $G_{ELU} = \min(F_A, F_B)$.

$$F_A = \frac{0.85 \times f_{ck} \times A_b}{1.5}$$

Sur une demi travée il faut donc $n = G_{ELU}/R_d$ connecteurs

V.1.1.4 Résistance de calcul des goujons a tête :

La résistance de calcul $P_{pb,Rd}$ d'un goujon a tête est égal a la plus petite de ces deux valeurs :

La résistance de calcul du goujon par cisaillement de l'acier,

La résistance de calcul du goujon par écrasement du béton contre le goujon,

On a :

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

$$P_{Rd}^{(1)} = 0.8 \cdot k \cdot f_u \cdot \left(\pi \cdot \frac{d^2}{4}\right) / \gamma_v \quad (\text{Cisaillement du goujon})$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0.29.k.\alpha.d^2.\sqrt{f_{ck}.E_{cm}/\gamma_v} \quad (\text{Écrasement du béton contre le goujon}), \text{ Ou :}$$

K est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures

K=1 si la dalle est pleine (= sans nervures)

$$K=k_l = 0.60 \frac{b_0}{h_g} \left[\frac{h_{sc}}{h_g} - 1 \right] \leq 1.0 \quad \text{si les nervures sont parallèles à l'effort de}$$

cisaillement

$$K=k_t = \frac{0.70}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_g} \left(\frac{h_{sc}}{h_g} - 1 \right) \leq k_t \text{max} \quad \text{si les nervures sont perpendiculaires à l'effort}$$

de cisaillement

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon ($f_u \leq 500 \text{ N/mm}^2$)

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton sur cylindre a l'âge considéré

α : Facteur correctif pris égal a : 1

Si $h_{sc}/d > 4$

$$0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right)$$

Si $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$

$N_r = N_b$ goujon dans une nervure ≤ 2

$\gamma_v = 1.25$: facteur partiel de sécurité pour les connecteurs

T : l'épaisseur de la tôle

h_{sc} : La hauteur hors-tout du goujon, $h_p + 2d \leq h_{sc} \leq h_p + 75 \text{ mm}$ Espacement des

connecteurs

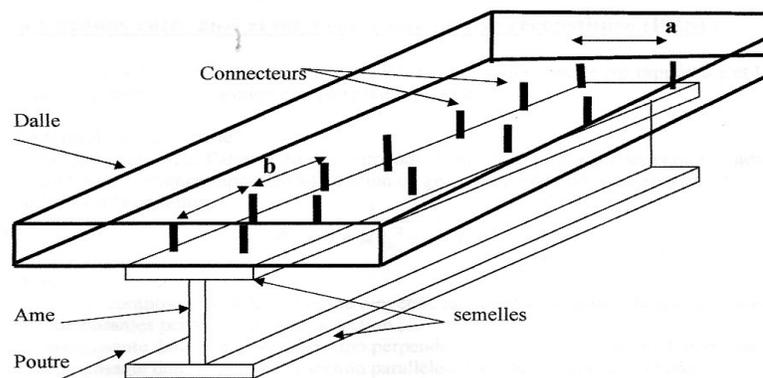


Figure V:3 : La connexion de la dalle avec la poutre

$$b \leq \min (4 \times ed ; 80) \text{ cm}$$

ed : épaisseur de la dalle

$$b \leq \min (4 \times 25 ; 80) \text{ cm}$$

$$b \leq \min (100 ; 80) \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

Espacement transversal entre deux connecteurs opposés:

L'espace (a') entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit

$$a' = \min (100 \text{ mm} ; 9 \times t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}})$$

La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 335 \text{ mpa}$

$$a' = \min (100 \text{ mm} ; 227 \text{ mm}) ;$$

$$a' = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } a = 900 - (2 \times a')$$

$$a = 900 - (2 \times 100) = 700 \text{ mm}$$

$$a = 70 \text{ cm}$$

V.1.1.5 Le nombre total des connecteurs :

$$F = \sigma_s * A_g$$

$F =$ La force d'un connecteur.

$\sigma_s =$ La limite élastique.

A_g = La section d'un connecteur.

$$F = \frac{\pi d^2}{4} * 235 * 10^{-3} = 89.33KN$$

$$E_p = \frac{F}{V_p}$$

Travée	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6	File 7	File 8	File 9	total
1	77	74	108	142	187	317	368	413	413	2099
2	77	70	107	147	202	335	391	441	438	2208
3	77	70	107	147	202	335	391	441	438	2208
4	77	74	108	142	187	317	368	413	413	2099
										8614

Tableau V: le nombre des connecteurs

Le nombre total des connecteurs : **8614 goujons**

V.2 Vérification de la section d'acier :

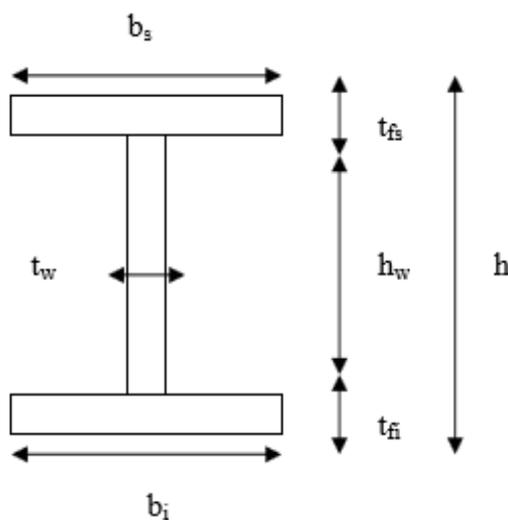


Figure V:4:Géométrie de la section

Géométrie de la section :

$h=1093mm$

$$H_w = 862.8mm$$

$$b_{inf} = 473mm$$

$$b_{sup} = 473mm$$

$$t_w = 76.7mm$$

$$t_{fi} = 115.1mm$$

$$t_{fs} = 115.1mm$$

V.2.1.1 La classe de résistance :

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$

ε = coefficient de réduction plastique

f_y = la valeur nominale de la limite élastique

$$f_y = 355N/mm^2$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = 0.81$$

a) Semelle :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 14\varepsilon$$

$$\frac{473}{2 \times 115.1} \leq 14\varepsilon$$

$$2.05 \leq 8.1$$

classe 3

b) Ame :

$$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$$

$$\frac{862.8}{76.7} \leq 83\varepsilon$$

$$1.4 \leq 83\varepsilon \quad \text{classe 2}$$

Or on a une âme de classe 3 non enrobé

Alors on peut reclasser a la section 02 donc on a un profilé de classe 2

V.2.1.2 Etude de la stabilité des poutres :

$$\begin{cases} M_{max} = 14644.66 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 2558.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.2.1.2.1 La vérification au moment fléchissant :

Condition a vérifié : $M_{sd} < M_{pl.rd}$

M_{sd} = moment max

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\gamma_{M_0} = 1.1$$

$$Y = \frac{(473 \times 115.1 \times 57.55) + (862.8 \times 76.7 \times 546.5) + (473 \times 115.1 \times 1035.45)}{(473 \times 115.1) + (862.8 \times 76.7) + (473 \times 115.1)}$$

$$= 101.4 \text{ mm}$$

$$I_Y = \left[\frac{473^2 \times 115.1}{12} + 170.319^2 \times 115.1 \times 473 + \frac{862.8^2 \times 76.7}{12} + 814.681^2 \times 862.8 \right. \\ \left. \times 76.7 + \frac{473^2 \times 115.1}{12} + 1145.39^2 \times 473 \times 115.1 \right] = 87.36 \cdot 10^7$$

$$w_{plY} = \frac{I_Y}{Y} = \frac{87.36 \cdot 10^7}{101.4} = 86.15 \cdot 10^5$$

$$M_{pl.rd} = \frac{86.15 \cdot 10^5 \times 355}{1.1} = 27805.391 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14644.66 \text{ KN.m} < M_{pl.rd} = 27805.391 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.2.1.3 La vérification de l'effort tranchant pour l'âme :

Condition a vérifié : $V_{SD} < V_{plZrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{8}}}{\gamma_M}$$

A_v =c'est lame de cisaillement.

$$AV = (h - 2t_f) \times t_w = 60654.36mm^2$$

$$V_{plrd} = \frac{60654.36 \times \frac{355}{\sqrt{8}}}{1.1} = 6920.742MN$$

$$V_{sd} = 2558.85MN < V_{plZrd} = 6920.742MN$$

Condition vitrifié

V.2.1.4 Interaction moment -effort tranchant :

$$V_{sd} = 2558.85MN < V_{plZrd} = 6920.742MN \quad \text{C.V}$$

$$V_{sd} = 2558.85MN < 0.5 \times V_{plZrd} = 3460.371MN \quad \text{C.V}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant

V.3 La vérification au voilement :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises a des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

k_τ = Le coefficient de voilement par cisaillement ($k_\tau = 5.672$) pour des raidisseurs sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux a intermédiaires :

$$a/d = 6.6667/1.52 = 4.38 \geq 1 \text{ Donc}$$

$$k_\tau = 5.34 + [4(\frac{a}{d})^2]$$

$$\frac{d}{t_w} = 67 > 30 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\tau} = 146.22 \text{ Donc il n'y a pas un risque de voilement.}$$

$$V_{b.a.r.d} = \frac{d \times t_w \times \varepsilon_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

ε_{ba} = La résistance post critique au cisaillement

$$\lambda_w = \frac{d/t_w}{37.4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\tau}}$$

$$\lambda_w = 0.8870.8 < \lambda_w < 1.2$$

$$\varepsilon_{ba} = [1 - 0.625(\lambda_w - 0.8)] \frac{355}{\sqrt{k_\tau}} \varepsilon_{ba} = 193.87NL \dots$$

$$V_{b.a.r.d} = \frac{d \times t_w \times \varepsilon_{ba}}{\gamma_{m1}} = \frac{862.8 \times 76.7 \times 193.87}{1.1}$$

$$V_{b.a.r.d} = 11663.35$$

$$V_{sd} = 2558.85KN < V_{b.a.r.d} = 11663.35KN$$

Donc la sécurité vis-à-vis du voilement est assurée.

V.4 La vérification au déversement :

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre de déversent, cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton, Soit quand le béton est encore liquide on doit vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{b.r.d}$$

$$M_{b.r.d} = x(l_t) \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{pl}}{\gamma_{M_1}}$$

$$\text{Avec : } \gamma_{M_1} = 1.1$$

$$\beta_w = 1$$

$$x(l_t) = \frac{1}{\phi(l_t) + \sqrt{\phi(l_t)^2 + \lambda(l_t)^2}}$$

$$\phi(l_t) = 0.5 \times [1 + \alpha_{it}(\lambda(\bar{l}_t) - 0.4) + \lambda(\bar{l}_t)^2]$$

$$\alpha_{it} = 0.49$$

$$\lambda(\bar{l}_t) = \sqrt{\frac{W_{pl} \times F_y \times \beta_w}{M_{it}}} \lambda_{(1)} = \pi \sqrt{E/f_y} = 93.9\varepsilon = 76.059$$

$$\lambda_{it} = \frac{L_F}{\rho}$$

$$\text{Avec : } L_F = L = 60m \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{2}{A}} = 923.69$$

$$\lambda_{it} = 64.96$$

$$\lambda(\bar{l}_t) = \frac{64.96}{76.059} \times 1 = 0.854 > 0.4$$

$$\phi(l_t) = 0.5 \times [1 + 0.49(0.854 - 0.4) + 0.854^2]$$

$$\phi(l_t) = 0.976$$

$$x(L_t) = \frac{1}{0.976 + \sqrt{0.976^2 - 0.854^2}} = 0.6904 < 1$$

$$M_{b,rd} = 0.6904 \times 1 \times 136.77 \times 10^6 \times \frac{355}{1.1}$$

$$M_{sd} = 14644.66KNm \leq M_{b,rd} = 30473.84KNm \rightarrow CV$$

D'après les calculs on voit que la stabilité de la poutre est vérifiée par rapport au moment fléchissant, aux efforts tranchants, au voilement

D'après les calculs on voit que la stabilité de la poutre est vérifiée par rapport au moment fléchissant, aux efforts tranchants, au voilement

V.5 Calcul de la section mixte :

V.5.1.1 Hypothèses de calcul d'une section mixte :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués. Pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés «Connecteurs ».

L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke, la variation relative de la longueur est :

Pour l'acier:
$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

Pour le béton:
$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

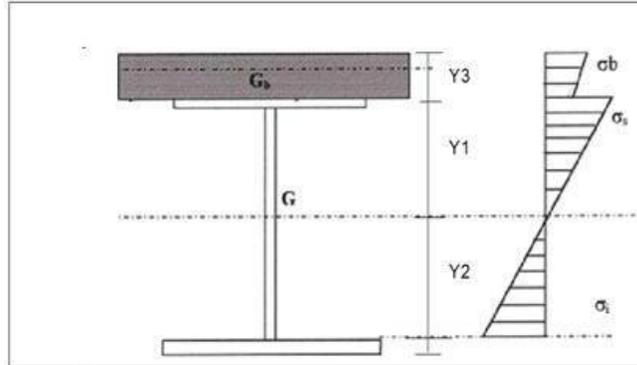


Figure V:5 Diagramme des contraintes dans la section mixte

D'après la première hypothèse on a :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_a et E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage).

Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation

Tableau V:2 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée

Sollicitation	Champ d'application	N
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Ccp	18
Effet différés	Retrait	15
Charge de longue durée	Cp	∞

Position du centre de gravité de section mixte

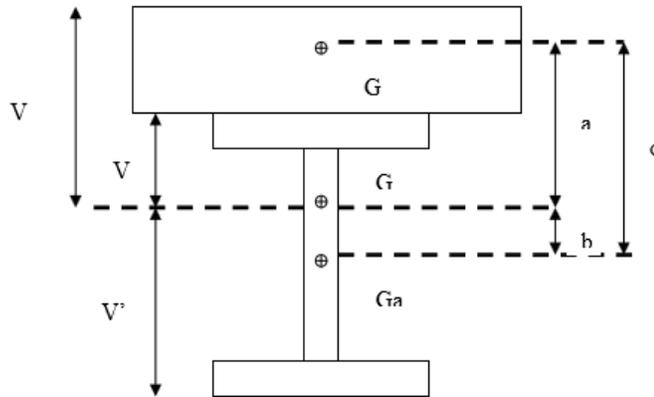


Figure V:6 : Geometrie de le Section mixte

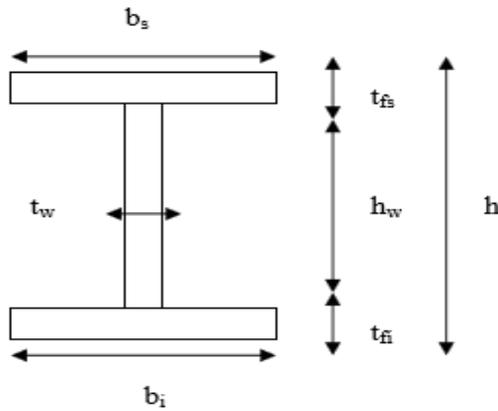


Figure V:7: Géométrie de section

V.5.1.2 Caractéristique de la section mixte :

$$s_n = A + \left(\frac{B}{n}\right)$$

Avec : $A=5775.6 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} s_{\infty} = 5775.6 \text{ cm}^2 \\ s_{18} = 5999.2 \text{ cm}^2 \\ s_{15} = 6043.9 \text{ cm}^2 \\ s_6 = 6446.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$B=4025 \text{ cm}^2$

V.5.1.3 Position du centre de la gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte :

Ce qui donne

$$\begin{cases} a_n = \frac{B \times C}{n \times s_n} \\ a_{\infty} = 0 \text{ cm} \\ a_{18} = 2.26 \text{ cm} \\ a_{15} = 2.70 \text{ cm} \\ a_6 = 6.33 \text{ cm} \end{cases}$$

V.5.1.4 Position du centre de la gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :

Ce qui donne

$$\begin{cases} b_n = \frac{A \times C}{s_n} \\ b_{\infty} = 60.86 \text{ cm} \\ b_{18} = 58.62 \text{ cm} \\ b_{15} = 58.18 \text{ cm} \\ b_6 = 54.55 \text{ cm} \end{cases}$$

V.5.1.5 Moment d'inertie de la section mixte :

$$I_{Gb_a} = I_a + \left(\frac{I_b}{n}\right) + \left(\frac{B \times A}{n \times s_n} \times C^2\right)$$

Ce qui donne

$$\begin{cases} s_{\infty} = 6.85 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ s_{18} = 2.74 \times 10^{10} \text{ cm}^4 \\ s_{15} = 3.29 \times 10^{10} \text{ cm}^4 \\ s_6 = 82.6 \times 10^{10} \text{ cm}^4 \end{cases}$$

V.5.1.6 Détermination des caractéristiques de la section mixte :

$$V_{bn} = b_n + 121.8$$

$$V_{sn} = b_n - 121.8$$

Tableau V:3 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte

N	∞	18	15	6
$s_n(cm^6)$	5775.6	599.2	6043.9	6446.4
$a_n(cm^6)$	0	2.26	2.70	6.33
$b_n(cm^6)$	60.84	58.62	58.18	54.55
$I_G(cm^8)$	6.8×10^6	2.74×10^{10}	3.29×10^{10}	8.26×10^{10}
$V_{bn}(cm)$	162.66	180.42	179.98	176.35
$W_{bn} = \frac{I}{V_{bn}}(cm^3)$	37227.63	15186.78	18279.80	46838.67
$V_{sn}(cm)$	-60.94	-63.18	-63.62	-67.25
$W_{sn} = \frac{I}{V_{sn}}(cm^3)$	-111585.16	-43368.15	-51713.29	-122825.27
$V_{in}(cm)$	60.91	63.17	63.61	67.24
$W_{in} = \frac{I}{V_{in}}(cm^3)$	11585.16	43368.15	51713.29	122825.27

V.5.1.7 Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarités de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto-équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

Le retrait du béton.

Une différence de température entre l'acier et le béton.

V.6 Effets du retrait :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

$$V_{in} = a_n + 60.91$$

V.6.1.1 Hypothèse de calcul :

1-Nous considérons une poutre à inertie constante.

2-Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.

3- $n=15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en première lieu que la dalle est désolidarisée de poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement (figure a et b).

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

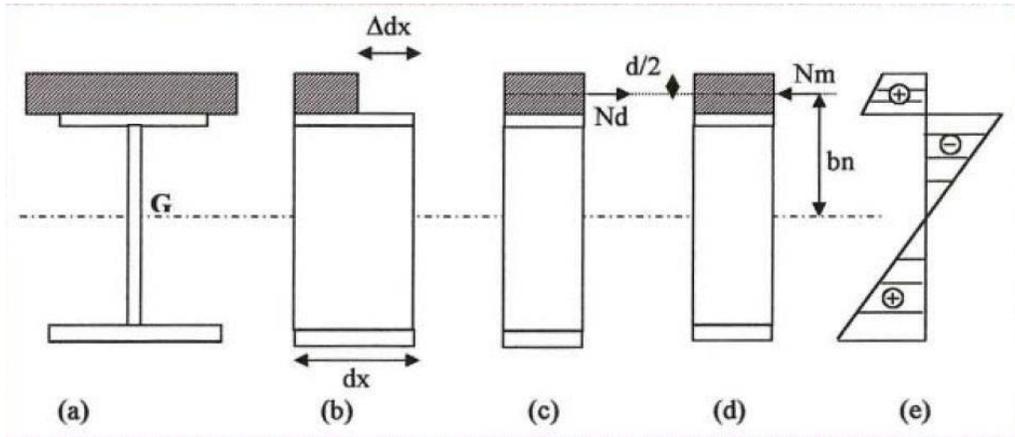


Figure V:8 : effets du retrait du béton dans la section mixte

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut : $\sigma_b = E_b * \varepsilon_r$

$$\text{Avec } \begin{cases} E_b = \frac{E_a}{n} \\ \varepsilon_r : \text{coefficient de retrait} \end{cases}$$

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r * dx$ (figure b)

Avec qui représente l'allongement relatif unitaire égal a $\varepsilon_r = 2.5 * 10^{-4}$

Pour avoir l'équilibre on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité $b_n (n = 15)$ une force de réaction (figure d) et on obtient

Un effort normal de compression : $N_M = -N_b$

Un moment de flexion (positive) : $M_m = N_m b_n = \sigma_b w$

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les réactions suivantes :

Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b$ $\sigma_{a1} = -\eta\beta\sigma_b$

Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n$ $\sigma_{a2} = -\eta(\sigma_b * \frac{W}{I})V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b$ $\sigma_{a1} = -\beta\sigma_b$

Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n$ $\sigma_{a2} = -(\sigma_b * \frac{W}{I})V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta\beta\sigma_b - \eta(\sigma_b * \frac{W}{I})V_a$

Dans le béton : $\sigma_b = -\beta\sigma_b - (\sigma_b * \frac{W}{I})V_b$

$$\beta = \frac{\beta/15}{A + \beta_{15}} = \frac{12500/15}{1346 + 12500} = 0.382$$

$$W_{15} = b_{15} * \frac{\beta}{15} = 79.4 \left(\frac{12500}{15} \right) = 66166.67 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b * W_{15}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$M_{15} = \sigma_b * W_{15} = 19.83 * 66166.67$$

$$M_{15} = 1312085 \text{ Kg.cm}$$

V.6.1.2 Contraintes résultantes :

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \sigma_b (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b} \right) = 4.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{br} = -\eta\beta \sigma_b - \left(\frac{M}{W_b} \right) = -183.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -\eta\beta \sigma_b - \left(\frac{M}{W_i} \right) = 37.37 \text{ Kg/cm}^2$$

V.6.1.3 Contrainte pondérées dues au retrait :

$$\alpha = 1.32$$

$$\sigma_{br} = 1.32 * 4.93 = 6.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = 1.32 * (-183.34) = -242.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 1.32 * 37.37 = 49.33 \text{ Kg/cm}^2$$

V.7 Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans les normes),

correspond à un retrait spécifique de : $\varepsilon_t * \Delta T = 10^{-5} * 10 = 10^{-4}$

ε_t : Coefficient de retrait dû à la différence de température

Dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0^\circ\text{C}$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra $n=6$

$$\sigma_b = \varepsilon_t \frac{E_a}{n} = \pm 10^{-4} * \frac{2.1 \cdot 10^6}{6} \quad \sigma_b = \pm 35 \text{Kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{\beta_\epsilon}{A + \beta_\epsilon} = \frac{12500/6}{1346 + 12500/6} = 0.608$$

$$W_\epsilon = b_\epsilon * \beta_\epsilon = 50.45 \left(\frac{12500}{6} \right) = 105104.17 \text{cm}^3$$

$$M_\epsilon = \sigma_b * W_\epsilon = 35 * 10510.17 \quad M_\epsilon = 3678645.83 \text{Kg.cm}$$

V.8 Contraintes résultantes :

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bt} = \sigma_b (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b} \right) = 2.571 \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{st} = -\eta \beta \sigma_b - \eta \left(\frac{M}{W_s} \right) = -160.12 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = -\eta \beta \sigma_b + \eta \left(\frac{M}{W_i} \right) = 31.84 \text{Kg/cm}^2$$

V.9 Contrainte pondérées dues a ΔT :

$$\alpha = 1.5$$

$$\sigma_{bt} = 1.5 * 2.571 = 3.85 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{Kg/cm}^2 \quad \sigma_{st} = 1.5 * (-160.12) = -240.18 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = 1.5 * 31.84 = 47.76 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = -1.5 * 2.571 = -3.85 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{Kg/cm}^2 \quad \sigma_{st} = -1.5 * (-160.12) = 240.18 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = -1.5 * 31.84 = -47.76 \text{Kg/cm}^2$$

V.10 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0,6 * \sigma_s = 0,6 * 35,5 = 21,3Kg/mm^2$$

Effort tranchant maximal : T=2558.85 (ELU)

$$\tau_{max} = \frac{T}{h_w * t_w} = \frac{2558.8510^2}{1093 * 76.7} = 3,05Kg/mm^2$$

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$$

$$3,05 \leq 21,3Kg/mm^2$$

condition vérifié

V.11 Calcul des entretoises:**V.11.1.1 Définition :**

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent:

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.
- Les entretoises dans notre cas est une poutre en acier de type Fe_{E360}, qui a une limite élastique de 360Mpa.

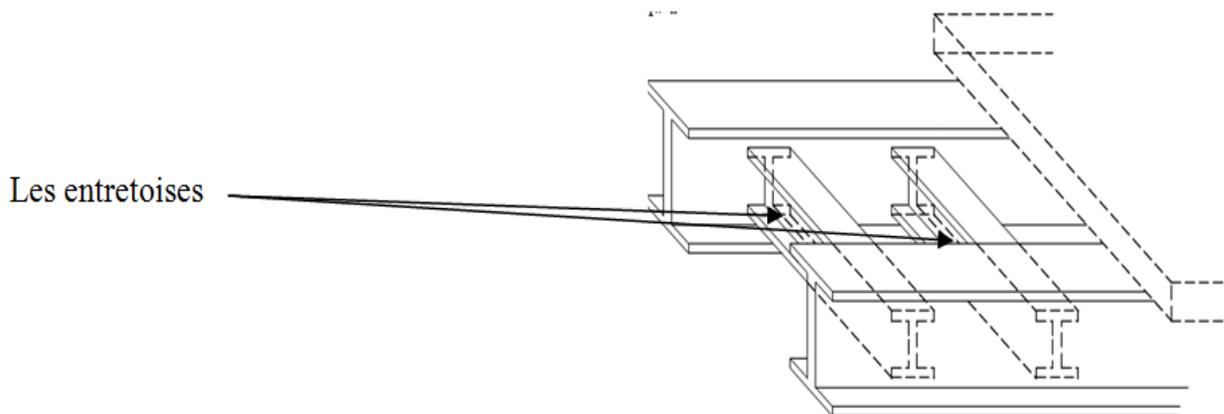


Figure V:9 : les entretoises

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel ACOBRI les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

$$T_{max} = 2558.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 14644.66 \text{ KN.m}$$

V.12 Vérification au cisaillement:

$$\tau = \frac{T}{\Omega_{ame}} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \frac{2}{3} \times \sigma_s = 0.6 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{2558.85 \times 10^2}{92 \times 2.5} = 11.12 \times 10^2 \text{ kg/mm}^2 < \tau = \overline{142000} \text{ kg/cm}^2$$

Donc notre entretoise est vérifiée au cisaillement.

V.12.1.1 Les contraintes max :

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{14644.66 \times 10^6}{3838 \times 10^3} = 3.81 \times 10^2 \text{ kg/mm}^2$$

-Au de la fibre moyenne en a : $\sigma_F = 0$

$$\sqrt{\sigma_f^2 + 3\tau^2} = \sqrt{0 + 3 \times (3.55)^2} = 6148 \text{ Kg/mm}^2 < 24 \text{ Kg/mm}^2$$

V.13 Vérification au voilement :

Tableau V:4 : récapitulatif des contraintes

$\tau \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
11.12×10^2	-3.81×10^2	3.81×10^2

Calcul de k_σ : $\psi = \frac{\sigma_f}{\sigma_i} = \frac{\sigma_t}{\sigma_i} = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -7.2$

$$\psi \leq -1 \quad \text{Et} \quad \alpha > 0.667$$

Donc :

$$k_\sigma = 23.9$$

$$S_\sigma = 1$$

Tableau V:5 : Les résultat de calcul des entretoise

$a(cm)$	800
$b(cm)$	92
$t(cm)$	2.5
$\alpha = a/b$	8.69
$K_{\tau} = 5.34 + (4 / \alpha^2)$	5.39
$\sigma_s = \{\pi^2 \cdot E / 12(1 - \nu^2)\} * (\frac{t}{b})^2$	1401.35
$\tau^* = K_{\tau} \cdot \sigma_s (Kg / cm^2)$	7553.27
$\tau = (Kg / cm^2)$	355.378
$(\tau/\tau^*)^2$	0.02
$\sigma_s (Kg / cm^2)$	1917
$\sigma_i (Kg / cm^2)$	-1917
$\varphi = \sigma_i / \sigma_s$	-7.2 < -1
S_{σ}	1
K_{σ}	23.9
$\sigma^* = K_{\tau} \cdot \sigma_s (Kg / cm^2)$	33492.2
$S_{\sigma} (\sigma/\sigma^*)^2$	0.03
$(\tau/\tau^*)^2 + S_{\sigma} (\sigma/\sigma^*)^2$	0.05
Valeur admissible	1.8
Etat	vérifiée

Donc on constate que les entretoise sont vérifiée par rapport au phénomène de voilement.

V.14 Les assemblages

V.14.1.1 Introduction :

Le montage est un travail entrant dans la réalisation d'un pont, il met en cause la sécurité et la capacité résistante finale des sections de l'ouvrage.

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites.

V.15 Définition du soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.

On distingue deux types de soudage :

Le soudage homogène lorsque les deux pièces à assembler sont de composition chimique identique ou voisine ainsi que le métal d'apport utilisé pour la confection des joints.

Le soudage hétérogène lorsque la composition chimique des pièces est différente ou lorsque le métal d'apport est différent. Dans ce cas le métal d'apport est toujours un alliage présentant un joint de fusion inférieur à celui des pièces.

V.15.1.1 Le Principe de soudage :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé.

V.16 Différents joints de soudure :**V.16.1.1 Joint d'âme :**

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes :

- Un chanfrein en V sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est inférieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 7mm.

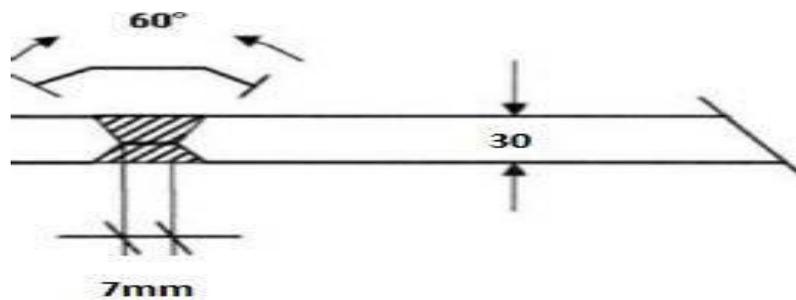


Figure V:10 : Liaison d'âme

V.17 Joint de semelle:

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes : Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm

Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.

Un espacement de 9 à 10mm.

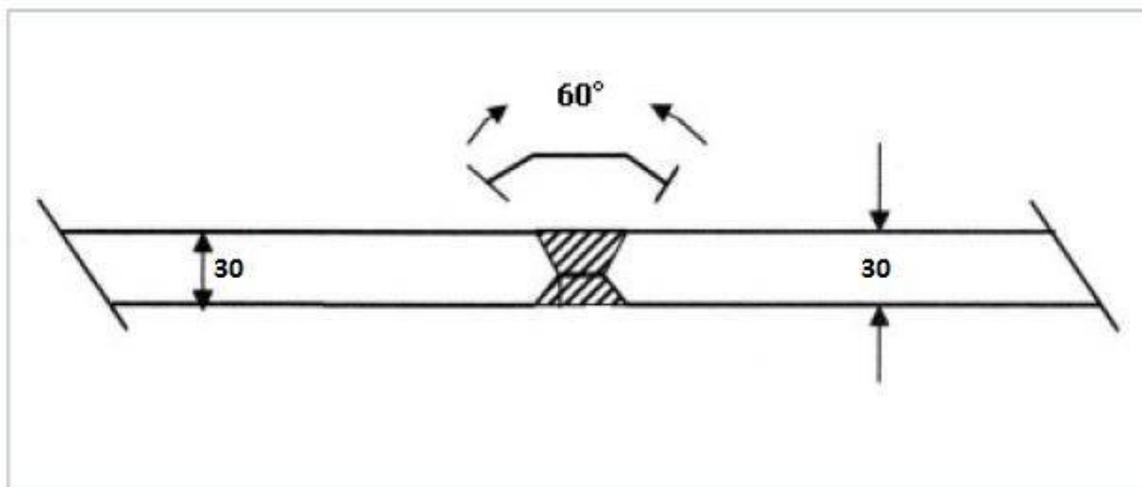


Figure V:11 : Détail de soudure de la semelle supérieure.

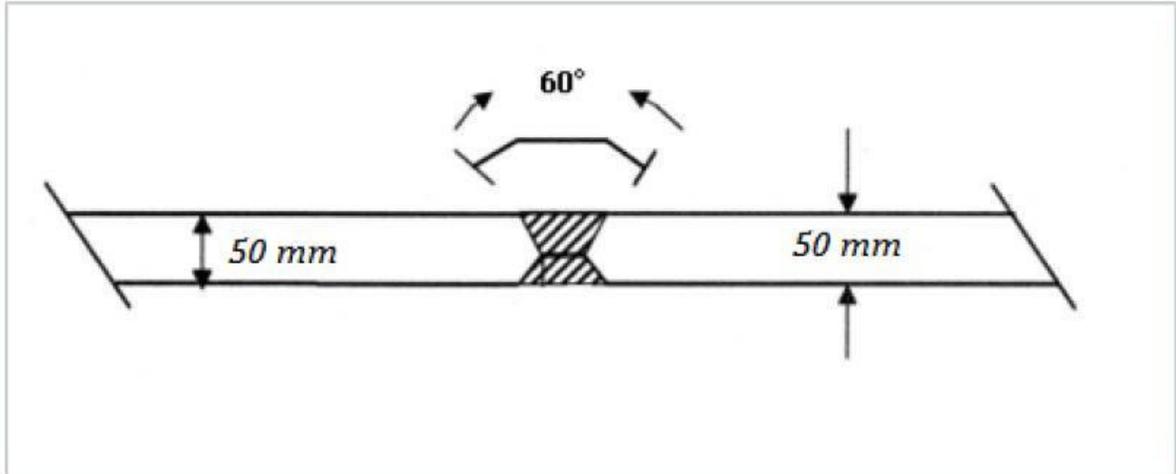


Figure V:12 : Détail de soudure de la semelle inférieure

V.18 Calcul des soudures :

Assemblage par soudure : est un dispositif qui permet de réunir et solidariser deux pièces entre elle par des liaisons intimes de la matière, obtenue par fusion ou plastification tel qu'il existe plusieurs procédés de soudage.

Cordons entre âme et semelle d'une poutre :

Soit :

V : l'effort tranchant

μ : moment statique d'une semelle par rapport à Y

I : moment d'inertie de la section par rapport à Y

$$\sigma_{ec} = \sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau^2) \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw}};$$

σ ; τ_{\perp} et τ : Composante de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon

σ : Composante perpendiculaire à la section

τ_{\perp} : Composante dans le plan à la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.

τ : Composante dans le plan à la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.

β_w , γ_{mw} : Coefficient dépendant de la nuance d'acier.

μ : moment statique.

$$\tau_{\perp} = \sigma \text{ et } \tau // = \frac{V \times \mu}{2 \times a \times I}$$

Alors:

$$\beta w \frac{V \times \mu \times \sqrt{3}}{2 \times a \times I} \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$$

Ou:

$$a \geq \frac{\beta w \times V \times \mu \times \sqrt{3} \times \gamma_{mw}}{2 \times F_u \times \sqrt{3} \times \gamma_{mw}}$$

$$I = 2 \times b \times t_f \times \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

Et

$$\text{Donc } \frac{1}{\mu} = d$$

$$\mu = b \times t_f \times \frac{d}{2}$$

$$\tau // \leq \frac{f_u}{\sqrt{3}} \quad \text{Avec : } \tau // \leq \frac{v}{d \times t_w}$$

$$V \leq \frac{t_w \times f_u \times d}{\sqrt{3}}$$

$$a \geq \frac{\beta w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{2 \times f_u \times d} \times \frac{t_w \times f_u \times d}{\sqrt{3}}$$

$$\Rightarrow \beta w \times \gamma_{mw} \times \frac{t_w}{2}$$

βw et γ_{mw} : dépendent de la nuance d'acier.

Tableau V:6 : Paramètre dépendant de la nuance d'acier.

Nuance d'acier		γ_{mw}	βw	$\beta w \times \gamma_{mw}$
F_y (MPa)	F_u (MPa)			
355	510	1,25	0,90	1,2

Donc on obtient

$$a \geq 0.9 \times 1.2 \times \frac{3}{2}$$

$$a = 1.62 \text{ cm}$$

Donc :

L'épaisseur du cordon entre semelle et âme est $a = 16,2 \text{ mm}$.

Chapitre VI

Etude de la dalle

VI.1 Introduction :

VI.2 Etude de la dalle :

VI.2.1.1 Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (ballast, les rails), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

Le calcul de sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par logiciel ACOBRI

La structure est modélisée comme suit :

-Poutre : élément barres FRAME

-Dalle : élément plaques SHELL

Donc le tablier est modélisé comme une dalle supportée par 9 poutres

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre 2, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

Le ferrailage sera calculé pour toutes les sections pour 1 mètre linéaire

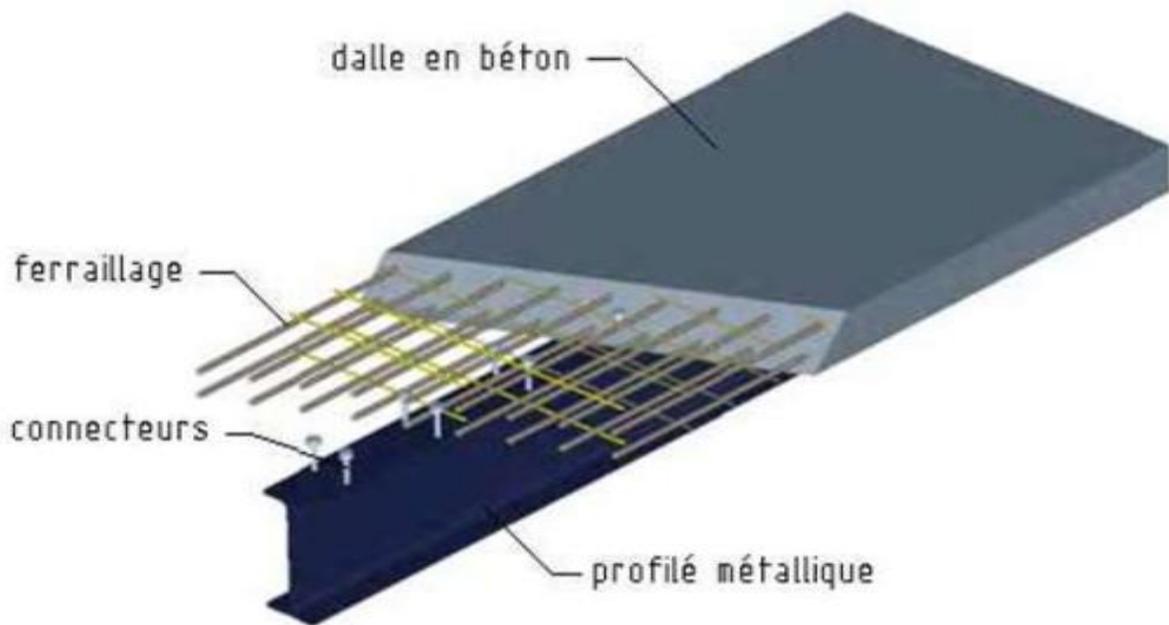


Figure VI:1 : forme de dalle

VI.2.1.2 Longitudinal :

On a une dalle de 25 cm d'épaisseur recouverte d'une couche de ballast de 40 cm d'épaisseur on va étudier la section rectangulaire en flexion simple. On aura le moment longitudinal le plus défavorable sous combinaisons (par logiciel ACOBRI)

VI.2.1.3 Sur travée:

$$M^+ = 14664.66$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta_{yb}} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.15} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec:

$$M^+ = 14644.66 \text{ KN/m} \quad d=0.9 ; h=0.243 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0.1464466}{1 * (0.242)^2 * 19.83} \Rightarrow \mu = 0.170$$

$$\tau_{bi} = \frac{f_s}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{10^4 * 1.15} \Rightarrow \tau_{bi} = 1.74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_s = \frac{3.5}{3.5 * 1000 * \varepsilon_{ss}} \Rightarrow \alpha_s = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_s(1 - 0.4\alpha_s) \Rightarrow \mu_R = 0.392$$

$$\mu = 0.170 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \varepsilon_\sigma < \varepsilon_{ss}$$

Donc l'acier est mal utilisé on ajoute des armatures comprimées c'est généralement la solution la plus économique

$$\mu = 0.170 > 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 1.307 * 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.242$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.219m$$

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\tau \cdot \sigma_s} = 27.01 cm^2$$

On opte pour des armatures **6HA25** $\Rightarrow A_s = 29.45 cm^2$

VI.2.1.4 Sur appui :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta_{\gamma b}} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.15} = 19.83 MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec:

$$M^+ = -15913.23 KN/m \quad d=0.9 ; h=0.243m$$

$$\mu = \frac{0.1591323}{1 * (0.242)^2 * 19.83} \Rightarrow \mu = 0.129$$

$$\tau_{bi} = \frac{f_s}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{10^4 * 1.15} \Rightarrow \tau_{bi} = 1.74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_s = \frac{3.5}{3.5 * 1000 * \varepsilon_{ss}} \Rightarrow \alpha_s = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_s(1 - 0.4\alpha_s) \Rightarrow \mu_R = 0.392$$

$$\mu = 0.129 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \varepsilon_\sigma < \varepsilon_{ss}$$

$$\mu = 0.129 < 186$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 * 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.129}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.173$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.226m$$

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\tau \cdot \sigma_s} = 19.28cm^2$$

On opte pour des armatures **7HA20** $\Rightarrow A_s = 21.99cm^2$

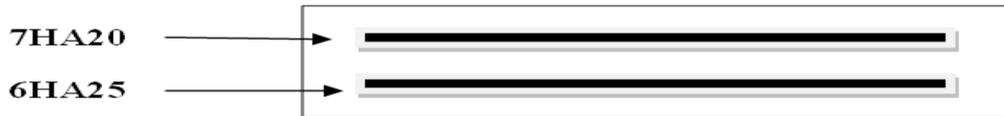


Figure VI:2 Schéma de ferrailage de la nappe

VI.3 Transversal :

a) En travée (nappe inférieure tendue):

$$M^+ = 14644.66KN/m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta_{\gamma b}} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.15} = 19.83MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec:

$$M^+ = 14644.66 \text{KN/m} \quad d=0.9 ; h=0.243\text{m}$$

$$\mu = \frac{0.1464466}{1 * (0.242)^2 * 19.83} \Rightarrow \mu = 0.165$$

$$\tau_{bi} = \frac{f_s}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{10^4 * 1.15} \Rightarrow \tau_{bi} = 1.74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_s = \frac{3.5}{3.5 * 1000 * \varepsilon_{ss}} \Rightarrow \alpha_s = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_s(1 - 0.4\alpha_s) \Rightarrow \mu_R = 0.392$$

$$\mu = 0.165 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \varepsilon_\sigma > \varepsilon_{ss}$$

Donc il y a une bonne utilisation d'armatures

$$\mu = 0.165 < 186 \quad \text{Donc : } \varepsilon_s = 10 * 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.129}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.226$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.221\text{m}$$

$$\tau\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$A_\mu = \frac{M\mu}{\tau \cdot \sigma_s} = 25.08 \text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour des armatures } 6\text{HA25} \Rightarrow A_s = 29.45 \text{cm}^2$$

b) Sur appui (nappe supérieur tendue) :

$$M^- = -15913.23 \text{KN/m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta_{\gamma_b}} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.15} = 19.83 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec:

$$M^+ = 193.053 \text{KN/m} \quad d=0.9; h=0.243\text{m}$$

$$\mu = \frac{0}{1 * (0.242)^2 \cdot 19.83} \Rightarrow \mu = 0.055$$

$$\alpha_s = \frac{3.5}{3.5 * 1000 * \varepsilon_{gs}} \Rightarrow \alpha_s = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_s(1 - 0.4\alpha_s) \Rightarrow \mu_R = 0.392$$

$$\mu = 0.055 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \varepsilon_\sigma > \varepsilon_{gs}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.129}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.071$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.236\text{m}$$

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\tau \cdot \sigma_s} = 7.90\text{cm}^2$$

On opte pour des armatures **6HA16** $\Rightarrow A_s = 12.06\text{cm}^2$

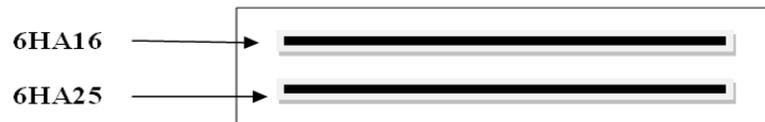


Figure VI:3 Schéma de ferrailage de la nappe inférieure sur appui

Nota :

On remarque que le ferrailage utilisé est dense, donc il y a un risque d'éclatement du béton.

Avec une dalle de 25 cm, le ferrailage serait moins dense et on aura la disposition suivante :

Dans le sens longitudinal :

En travée : $d=0.9$ $h=0.315\text{m}$ $A_s=19.92\text{cm}^2$

On prendra : **7HA20**, $A_s=21.99\text{cm}^2$

Sur appui : $d=0.9$ $h=0.315$ m $A_s=19.92$ cm²

On prendra : **7HA16**, $A_s=14.07$ cm²

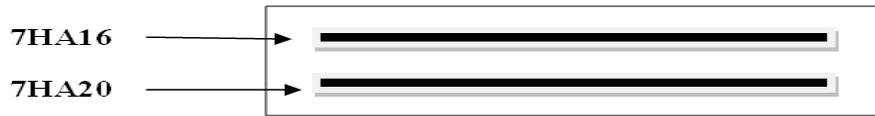


Figure VI:4 Schéma de ferrailage de la nappe

Dans le sens transversal :

En travée : $d=0.9$ $h=0.315$ m $A_s=18.61$ cm²

On prendra : **6HA20**, $A_s=18.85$ cm²

Sur appui : $d=0.9$ $h=0.315$ m $A_s=6.03$ cm²

On prendra : **6HA16**, $A_s=12.06$ cm²

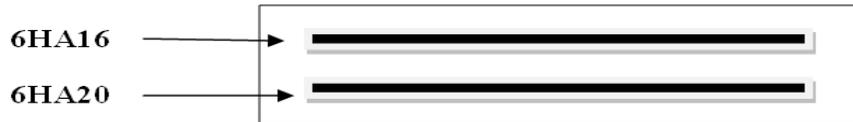


Figure VI:5 Schéma de ferrailage de la nappe inférieure

VI.4 Condition de non fragilité :

$$\frac{A}{b * d} \geq \frac{0.23 * f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = (0.06 * f_{c28}) + 0.6 = 2.7 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} \geq b * d \frac{0.23 * f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq (1 * 0.225) * \frac{0.23 * 2.7}{400} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimum d'après l'RPA :

$$A_{smin} = A_{RPA} = 0.5\% * 5 = 0.5\%(1 * 0.25) = 12.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc condition est vérifiée

Chapitre VII

Les équipements

VII.1 Introduction :

Les principaux équipements des ponts sont les appareils d'appuis et les joints des rails. Dans cette partie nous traitons le dimensionnement et la vérification de ces derniers.

VII.2 Les appareils d'appuis :

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (Culées ou piles). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « appareils appuis » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.



Figure VII:1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis

VII.2.1.1 Le rôle des appareils d'appuis :

Transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

VII.2.1.2 Les types des appareils d'appuis :

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents types :

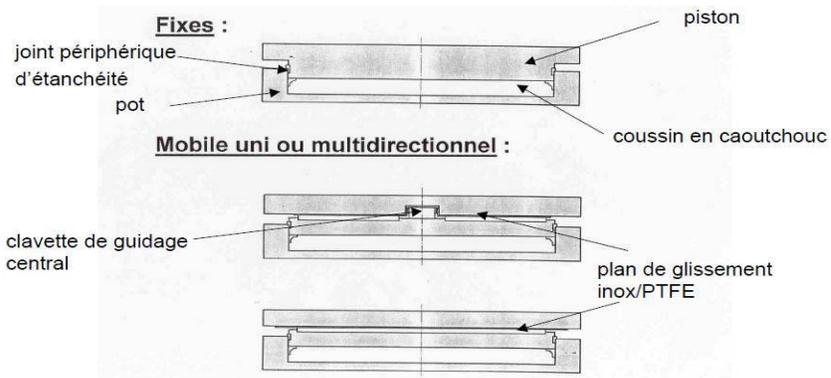


Figure VII:2 : Appareils d'appuis à pot

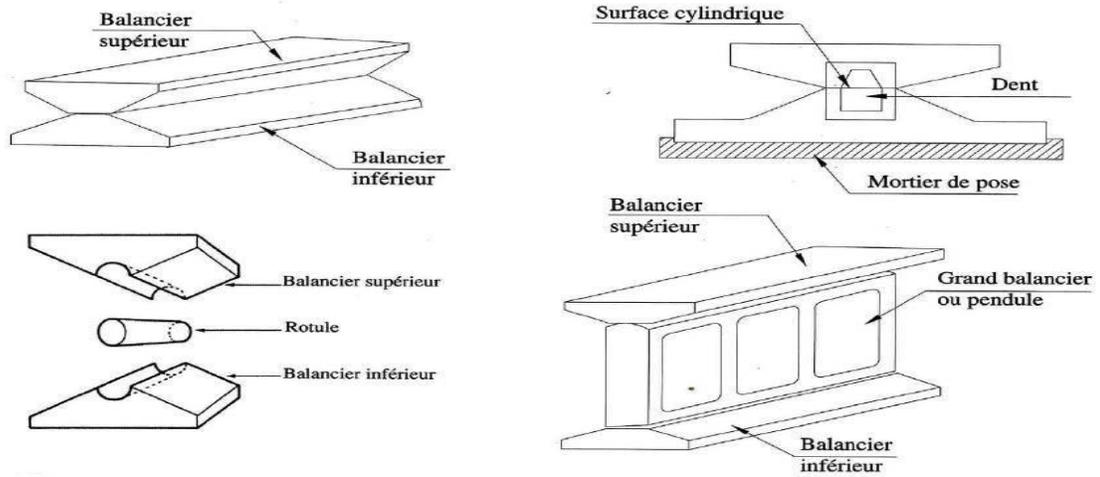


Figure VII:3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier

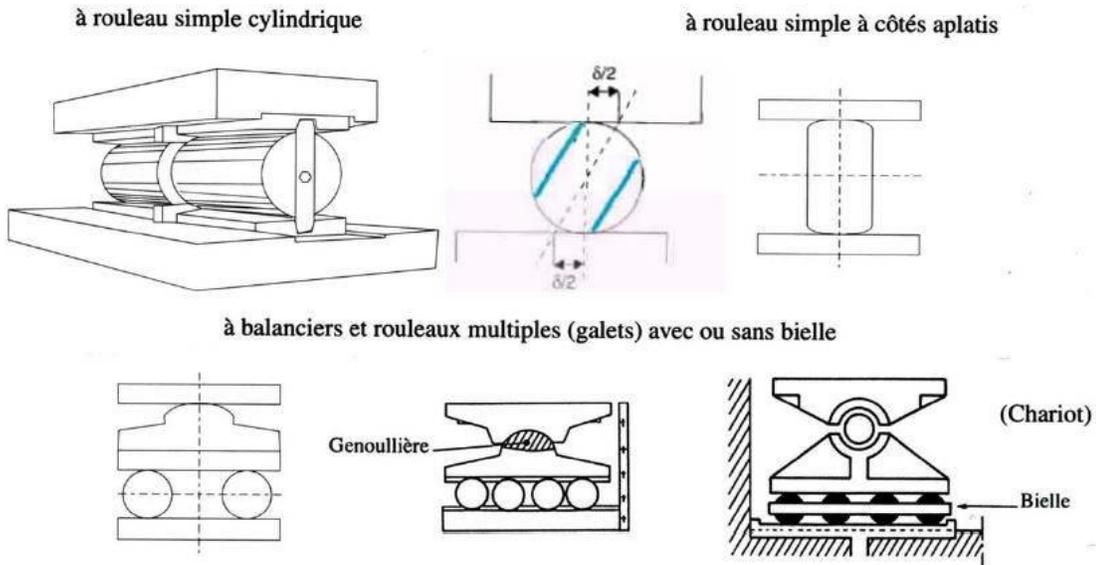


Figure VII:4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

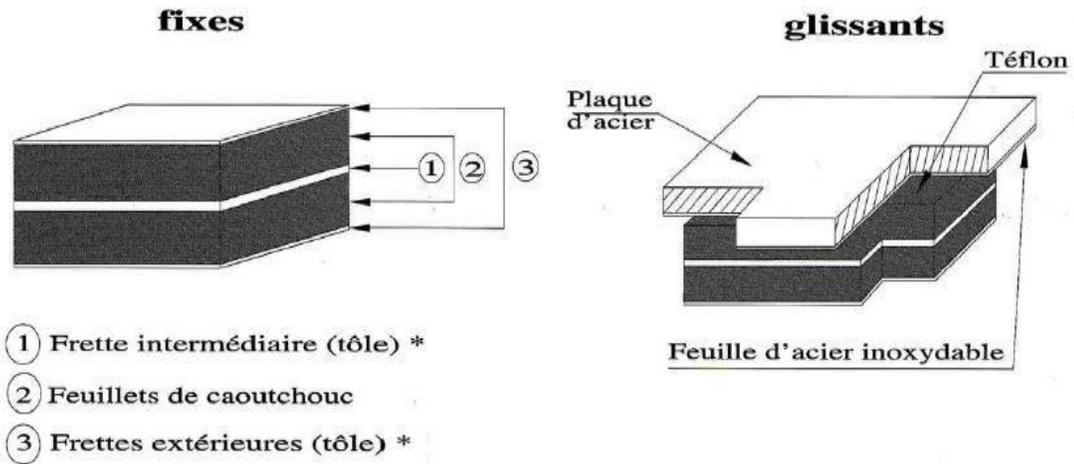


Figure VII:5 Appareils d'appuis en élastomère fretté

Dans notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté. Ces derniers sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

1. Facilité de mise en œuvre.

2. Facilité de réglage et de contrôle.
3. Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
4. Ils n'exigent aucun entretien.
5. Leur coût est relativement modéré.
6. Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.
7. Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

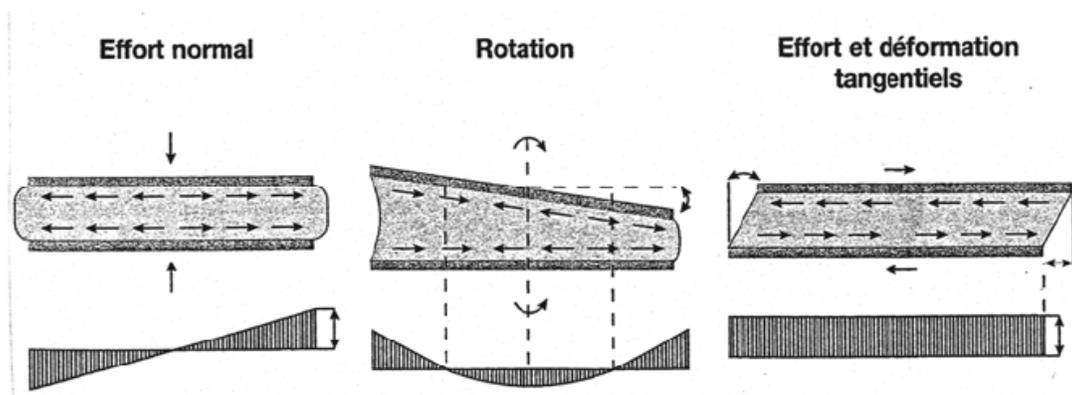


Figure VII:6 : Sollicitations supporté par l'appareil d'appui

Détermination des dimensions de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement est basé sur la limitation des contraintes de compression et de distorsion.

Aire de l'appareil d'appui : (a x b)

$$\sigma_m = N_{\max}/axb \leq \sigma_m$$

$\sigma_m = 15$ MPA : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

$a \times b$: dimensions en plan de l'appareil d'appui ($a < b$)

a : Côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

N_{\max} : Effort normal agissant sur l'appareil d'appui.

La réaction maximum est donnée par le logiciel ACOBRI est dans l'appui de la poutre intermédiaire : $R_{\max} = 54.50$ t.

$$axb \geq 0.54/15 = 360 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$axb \geq 360 \text{ cm}^2$$

Hauteur nette de l'élastomère T :

$$\tau_H \leq 0.5G$$

τ_H : contrainte tangentielle due à la déformation lente U (retrait, fluage et la température).

G : module d'élasticité transversale.

$$\tau_H = GxU/T$$

Avec :

U : La déformation lente (retrait, fluage et la température).

$$U = 1,32 \text{ cm}$$

Donc :

$$GxU/T \leq 0.5G$$

$$T = U/0.5 = 1.32/0.5 = 2.64 \text{ cm} = 26.4 \text{ mm}$$

On prend : T = 40mm (5 feuilles de 8mm chacun)

VII.3 Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

$$5T \leq a \leq 10T$$

$$\text{Soit : } a = 300 \text{ mm}$$

Et de (1) on aura b = 400 mm

Les appareils d'appuis auront donc pour dimensions :

$$300 \times 400 \times 5 \times (12+3)$$

$$300 \times 400 \times 75 \quad (\text{mm}^3)$$

5 frettes métalliques de 3mm

4 feuillets d'élastomère de 12mm

2 feuillets d'élastomère de 6mm

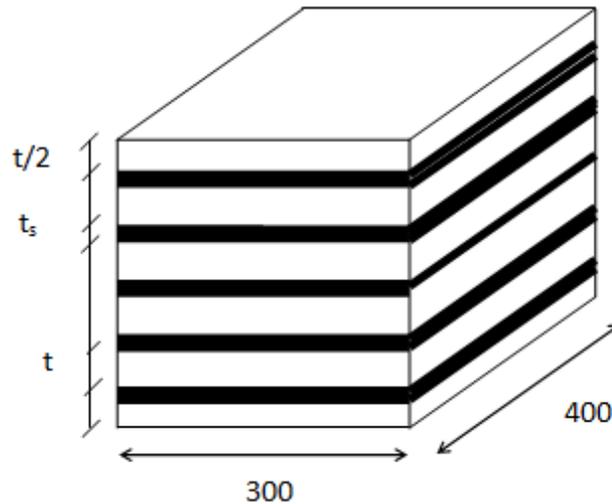


Figure VII:7 : Dimension en plan de l'appareil d'appuis

VII.3.1.1 Introduction :

Pour la répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure on assimilera la structure à un portique. Le tablier étant supposé infiniment rigide, l'effort horizontal sera donc reparti entre les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

VII.3.1.2 Calcul des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée par :

$$R_i = 1/\Sigma U \quad \text{avec} \quad \Sigma U = U_1 + U_2 + U_3$$

- U : étant le déplacement d'un élément d'appui sous l'action d'un effort horizontal unitaire.
- U₁ : déplacement de l'appareil d'appui.
- U₂ : déplacement des fûts de la pile ou de voile de la culée.
- U₃ : déplacement des fondations.

a) Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont identiques pour les trois appuis.

$$U_1 = \frac{T \times H}{n \times G \times a \times b}$$

a × b : dimensions en plan de l'appareil d'appui = (300×400) mm²

$T = 40\text{mm}$ (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis

$H = 1$ (Charge unitaire)

G : Module de déformation transversale

$$G = \begin{cases} 0.8(\text{statique}) \\ 1.6(\text{dynamique}) \end{cases}$$

- **Culée : $n=7$**

$$U1 = \frac{40 \times 10^{-3}}{7 \times 0.4 \times 0.3 \times G} = \frac{0.0380}{G}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U1_{sta} = 0.0595m. \\ U1_{dyn} = 0.0297m. \end{cases}$$

- **Pile : $n = 14$**

$$\text{Donc : } \begin{cases} U1_{sta} = 0.0297m. \\ U1_{dyn} = 0.0148m. \end{cases}$$

b) Déplacement des corps d'appuis :

$$U2 = \frac{h^3}{3qEI}$$

h : Hauteur du fût (voile)

q : Nombre de fût (voile)

EI : Constante

$Ei =$ (action statique) $Ei = 11000\sqrt[3]{27} = 33000 \text{ Mpa}$

$Ei =$ (action dynamique) $Est = \frac{Ei}{3} = 11000 \text{ Mpa}$

- **Culée gauche : $h=6.96\text{m}$, $q = 1$**

$$I = \frac{bh^3}{12} = 15 \times 1.75^3 / 12 = 6.699 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U2_{st} = 0.00050m \\ U2_{dyn} = 0.0015m \end{cases}$$

Culée droite : $h=6.48\text{m}$, $q = 1$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 15 \times 1.75^3 / 12 = 6.699 \text{m}^4$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{2st} = 0.00041 \text{m} \\ U_{2dyn} = 0.0012 \text{m} \end{cases}$$

- **Pile 1 : h= 10.55m, q = 2**

$$I = \frac{\pi\Phi^4}{64} = 0.101 \text{m}^4$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{2st} = 0.058 \text{m} \\ U_{2dyn} = 0.176 \text{m} \end{cases}$$

- **Pile 2 : h= 10.35m, q = 2**

$$I = \frac{\pi\Phi^4}{64} = 0.101 \text{m}^4$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{2st} = 0.055 \text{m} \\ U_{2dyn} = 0.166 \text{m} \end{cases}$$

- **Pile 3 : h= 10.35m, q = 2**

$$I = \frac{\pi\Phi^4}{64} = 0.101 \text{m}^4$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{2st} = 0.055 \text{m} \\ U_{2dyn} = 0.166 \text{m} \end{cases}$$

Déplacement des fondations :

Semelle sur deux files de pieux.

Soit K la rigidité longitudinale d'un pieu. $K = \frac{E \times A}{L}$

Avec A : section du pieu

$$U_3 = \frac{2 \times l^2 \times L}{n \times d^2 \times E \times A}$$

n : nombre de pieu par file

H=1

- **Culée gauche :**

$$L = 20 \text{m} \quad \varphi_p = 1,2 \text{m}$$

$$l = 16 \text{m} \quad n = 4$$

$$D = 3,6 \text{m} \quad A = 1.13 \text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{3STA} = 0.0052m. \\ U_{3dyn} = 0.015m. \end{cases}$$

- **Culée droite:**

$$L = 20m \quad \varphi_p = 1,2m$$

$$l = 16m \quad n = 4$$

$$D = 3,6m \quad A = 1.13m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{3STA} = 0.0052m. \\ U_{3dyn} = 0.015m. \end{cases}$$

- **Pile 1:**

$$L = 20m \quad \varphi_p = 1,2m$$

$$l = 16m \quad n = 4$$

$$D = 3,6m \quad A = 1.13m^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{3STA} = 0.0052m. \\ U_{3dyn} = 0.015m. \end{cases}$$

- **Pile 2:**

$$L = 20m \quad \varphi_p = 1,2m$$

$$l = 16m \quad n = 3$$

$$D = 3,6m \quad A = 1,13m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{3STA} = 0.0052m. \\ U_{3dyn} = 0.015m. \end{cases}$$

- **Pile 3:**

$$L = 20m \quad \varphi_p = 1,2m$$

$$l = 16m \quad n = 3$$

$$D = 3,6m \quad A = 1,13m$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_{3STA} = 0.0052m. \\ U_{3dyn} = 0.015m. \end{cases}$$

Tableau VII:1 : Tableau récapitulatif donnant les déplacements et les rigidités des différents appuis

		U ₁ : Elastomère 10 ² m	U ₂ : Fut 10 ² m	U ₃ : Fondation 102m	$\sum u_i \cdot 10^2$ (m)	$R_i = \sum \frac{1}{u_i}$ (t/m)
Culée gauche	Sta	5.95	0.050	0.52	6.52	0.153
	dyn	2.97	0.15	1.58	4.7	0.212
Culée droite	Sta	5.95	0.041	0.52	6.511	0.153
	Dyn	2.97	0.12	1.58	4.67	0.214
Pile 1	Sta	2.97	5.8	0.52	9.29	0.107
	Dyn	1.84	17.6	1.58	21.02	0.047
Pile 2	Sta	2.97	5.5	0.52	8.99	0.111
	dyn	1.84	16.6	1.58	20.02	0.049
Pile 3	Sta	2.97	5.8	0.52	8.99	0.111
	dyn	1.84	16.6	1.58	21.02	0.047

La répartition des efforts horizontaux sur les différents appuis se fera en fonction de leur rigidité, ainsi pour chaque appui correspond un certain pourcentage de ces efforts.

VII.3.1.3 Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions :

a. Effort de freinage :

- système Sw /2 : $Sw/2 = 490 \text{ t}$
- système LM71 : $LM71 = 280 \text{ t}$

b. Effet du vent :

Hypothèse simplificatrice : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la chaussée une pression P; dans notre cas 250 Kg/cm²

$$H_v = P.L.h$$

Avec : P = 250 KG/cm² : pression du vent.

L = 140 m : portée du pont.

H = 1,343m : hauteur du tablier.

$$H_v = 0,25 \times 140 \times 1,343 = 47.005 \text{ t}$$

c. Effet du séisme :

L'accélération horizontale :

$$\varepsilon_h = 0,1 \text{ G}$$

L'accélération Verticalement :

$$\varepsilon_v = \pm 0.07 \text{ G}$$

L'effort sismique : $H_s = 0,1 \times G$

G : poids propre du tablier : $G = 530 \text{ t}$.

$$\varepsilon_h = 0,1 \times 530 = 53 \text{ t}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0.07 \times 530 = 37.1 \text{ t}$$

L'effort dynamique repris par chaque appui est donnée par :

$$H_i = \frac{H_{tot} \cdot R_i}{\sum R_i}$$

Avec :

- Effort de freinage : $H_{F_{sw/2}} = 490 \text{ t}$
- Effort de freinage : $H_{LM71} = 280 \text{ t}$
- Effort du au vent : $H_v = 47.005 \text{ t}$
- Effort du au séisme : $H_s = 53 \text{ t}$

VII.3.2 Récapitulatif des efforts horizontaux :

Tableau VII:2 Tableau récapitulatif des efforts horizontaux

	Culée gauche	Pile 1	Pile 2	Pile 3	culée droite
$R_i(t/m)$	0.212	0.047	0.049	0.047	0.214
$\frac{.R_i}{\sum R_i}$.370	0.082	0.086	0.082	0.37
$H_{F_{sw/2}}$	182.56	23.95	24.97	23.95	109.06
$H_{f_{LM71}}$	104.32	40.47	42.19	40.47	105.30
H_v	17.51	3.88	4.04	3.88	17.67
H_s	19.74	4.37	4.56	4.37	19.93

Vérification des appareils d'appuis :

On doit vérifier :

✓ Limitation des contraintes de cisaillement :

a. Sollicitation sous charge verticale :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_n = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

Avec :

$$N_{\max} = 54.50 \text{ t}$$

σ_m : contrainte de compression sous N_{\max}

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{30 \times 40}{2 \times 0.8 \times (30 + 40)} = 10.714$$

$$\text{Donc : } \sigma_m = \frac{0.5450}{0.3 \times 0.4} = 7.26 \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \tau_N = \frac{1.5 \times 7.26}{10.714} = 10.1 \leq 24 \text{ Mpa} \quad \text{vérifier}$$

b. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou un effort horizontal :

Sous un déplacement lent :

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} \leq 0.5G$$

$$\tau_{H1} = \frac{8 \times 1.32}{4} = 2.64 \leq 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Sous un effort dynamique (freinage) :

a-Force de freinage due au Sw/2 :

$$\text{Force de freinage due a Sw/2 : } F = \frac{49 \times 10^3}{16} = 3.625 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } \tau_{H2} = \frac{F}{a \times b}$$

$$\tau_{H2} = \frac{3062.5}{30 \times 40} = 3.67 \text{ Kg/cm}^2$$

b-Sous nu déformation plus rapide :

$$\tau_H \leq 0.7G$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} = 1.78 + 0.5 \times 3.67 = 4.47 \leq 5.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Condition vérifiée

c-Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_T = \frac{G \times a^2 \times (\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2 \times n}$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0.01rad pour le béton précontraint préfabriqué

α_T : égale à 0.03rad.

$$\tau_T = \frac{8 \times 30^2 \times (0.03 + 0.01)}{2 \times 0.8^2 \times 4} = 56.25 \text{ kg/cm}^2$$

- Condition de non cheminement et non glissement :

$$\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$H \leq f.N$$

Avec : σ_{\min} : est due au poids propre de poutre.

f : coefficient de frottement.

$$\sigma_{\min} = \frac{54.50 \times 10^5}{30 \times 40} = 72.66 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc : $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$

Et : $f = 0.1 + (0.6/72.66) = 0.108$

$f \times N_{\min} = 0.11 \times 54.50 = 6 \text{ t}$

• H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à N_{\min}

$$H = \frac{G \times a \times b \times \varepsilon}{T} = \frac{8 \times 30 \times 40 \times 0.093}{4}$$

$H = 0.22 \text{ t} < 6 \text{ t}$. Vérifié

• H due au séisme :

$$H = \frac{5.30 \times 2}{7} + 1.54$$

Donc : $3.05 t < 6 t$ vérifié.

- **Condition de non flambement :**

$$T \leq \frac{a}{5} = \frac{30}{5}$$

Donc : $4 \leq 6 \text{ cm}$ vérifié

Et : $T \geq a/10$

Donc : $4 \geq 3 \text{ cm}$ vérifié

Les dés d'appuis :

Les dimensions du dé d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

$A = 50 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$

- **Ferrailage du dé d'appui :**

La section total de frettage doit reprendre un effort égal à :

$0,04 R_{\max} = 0,04 \times 54.50 = 2.18 \text{ t}$.

L'aire de la nappe est :

$$S = \frac{0.04 \times N_{\max}}{\overline{\sigma}_s}$$

Avec: $\overline{\sigma}_s = 2 \times f_c / 3$

$$s = \frac{2.18 \times 10^8}{236.66} = 0.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend: } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

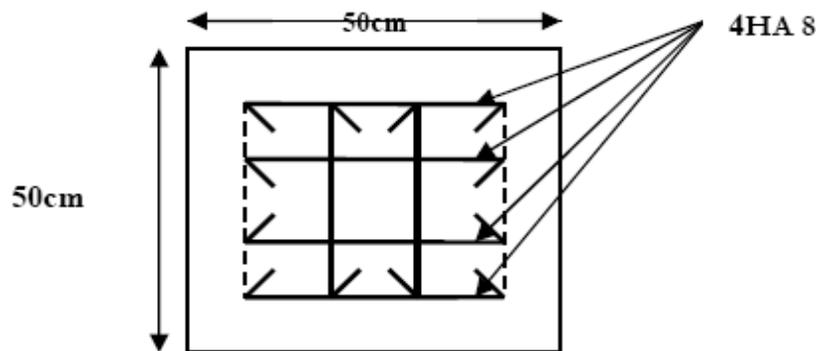


Figure VII:8 : Ferrailage du dé d'appui

VII.4 Les joints des ponts rails :

La fonction d'un joint de pont rail est, comme pour les joints des ponts routes, de permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement.

L'interaction de la voie et de l'ouvrage d'art est une donnée importante prise en compte dans la conception de tout projet ferroviaire.

Les joints des ponts rails se rencontrent essentiellement sur les ponts relativement récents.

En effet, les ponts anciens sont, soit en maçonnerie et ne comportent donc pas de joint, soit métallique à pose de voie directe. Dans ce cas, l'extrémité du tablier cote appui mobile permet la dilatation moyennant en général la coupure des rails (AD [pour appareil de dilatation] ou joints de rails) sans joint particulier en dehors d'éventuel traitement de lacunes vis-à-vis de la sécurité du passage.

Pour les ponts plus récents, en général à pose de voie ballastée, la conception du joint de tablier dépend de la longueur de dilatation de ce tablier, qui peut nécessiter la présence d'appareil de dilatation de la voie elle-même.

En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il est fait usage de différents types de joints dont certains peuvent permettre également la coupure du ballast.

Les joints les plus simples réalisés à partir de simple porte-à-faux du tablier sur le mur garde grève permettent la dilatation, pour les longueurs les plus faibles, du tablier vers le remblai.

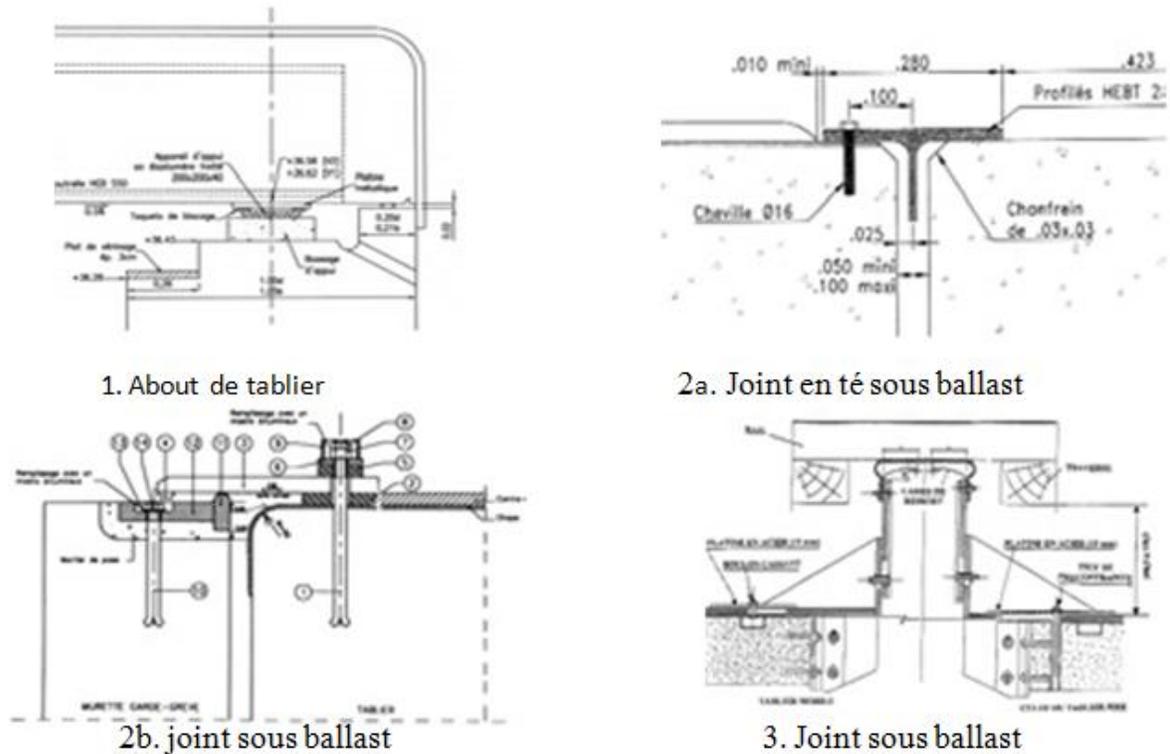


Figure VII:9 : Exemples de type de joints utilisés sur le réseau ferroviaire

Les gargouilles :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (pour des ouvrages autoroutiers). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (2,5% pour notre cas). La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qu'est convenablement exécutée.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5% n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante.

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Le problème d'évacuation des eaux se pose également au niveau des têtes d'appuis et sera abordé ultérieurement.

Chapitre VIII

Etude d'infrastructures

VIII.1 Introduction :

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

Il existe deux types de culées :

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

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

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

VIII.2 Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluer par la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant

Tableau VIII:1 : Implantation de la culée

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	40+600	40+740
Côte projet (m)	48.382	48.302
Côte TN (m)	44.380	44.168
Côte de la fondation (m)	39.232	39.55
Hauteur de la culée (m)	9.15	8.75

VIII.2.1 Pré dimensionnement des culées :

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute, qui est celle de côté vers oran (oued-tlélat) (culée gauche) au PK : PK40+600

a- Mur garde grève :

- Hauteur : $H = 0,2 + 0,2 + 1,75 = 2,15\text{m}$.
- Epaisseur (couronnement) : $H_{\text{culée}} = 9.15\text{m} > 6\text{m} \implies E = 0,30\text{m}$ (selon SETRA).
- Longueur : et celle du tablier = 11.8m.

b- Mur de front :

- Hauteur : $H = 7\text{m}$.
- Epaisseur : $E_f = 1,20\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 12.5m

c- Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 1,20\text{m}$.
- Longueur : 14.3m.

d- La semelle :

- Epaisseur : 1,55m.
- Largeur : 5m.
- Longueur : 16m.
- Ancrage : 3m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

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

e- Mur en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante de **0,30 m** pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 6.6 m et hauteur de 9.15m celle de la culée.

Détermination d' A_1 et A_2 :

$$A_1 = 3\text{ m}.$$

$$A_2 = H - 1 - 3 = 5\text{ m}.$$

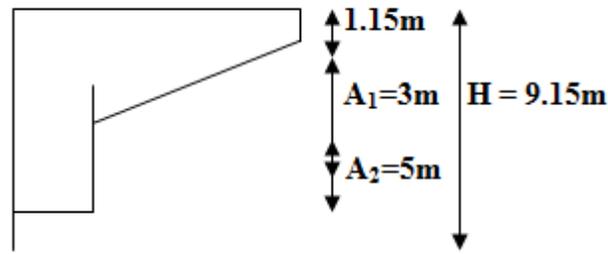


Figure VIII:1 : représente Mur en retour

VIII.2.2 Pré dimensionnement du mur en retour

a) Plot parasismique:

- Epaisseur : 0,45 m.
- Largeur : 0,5 m.
- Longueur : 0,5 m.

NB : Le pré dimensionnement des différents éléments constituant la culée est montrée sur la feuille ci-après :

VIII.2.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée :

a) Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \beta) \cos(\alpha + \beta)}} \right)} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement

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

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

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon v)^2}$$

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

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous

tableau VIII:2 : Coefficient de poussées

Désignation	ϵ_H	ϵ_V	κ	k_{ah}
Condition sismique	0,1	-0,07	0,935	0,3740
	0,1	+0,07	1,075	0,4197
Condition normale	0	0	1	0,3333

b) Calculs des poussées dues aux terres :

Tableau VIII:3 : poussée de terre

	P	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_V)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	$0.333 \times 1,8 \times 14.3 \times (9,15)^2 / 2$	358.81	0.00	4.25	1524.94
	$0.4197 \times 1,8 \times 14.3 \times (9,15)^2 / 2$	452.23	0.00	4.25	1921.97
	$0.374 \times 1,8 \times 14.3 \times (9,15)^2 / 2$	402.98	0.00	4.25	1712.66
Semelle	$0.333 \times 1,8 \times 16 \times (1,2)^2 / 2$	6.90	0.00	0.40	2.76
	$0.4197 \times 1,8 \times 16 \times (1,2)^2 / 2$	8.70	0.00	0.40	3.48
	$0.374 \times 1,8 \times 16 \times (1,2)^2 / 2$	7.75	0.00	0.40	3.1

c) Calculs des poussées dues aux Surcharges :

Tableau VIII:4 : surcharge sur remblai

Désignation	P	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_V)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	$0.333 \times 1,2 \times 14.3 \times 9.15$	52.28	0.00	5.775	301.91
	$0.4197 \times 1,2 \times 14.3 \times 9.15$	65.89	0.00	5.775	380.51
	$0.374 \times 1,2 \times 14.3 \times 9.15$	58.72	0.00	5,775	339.10
Semelle	$0.333 \times 1,2 \times 16 \times 1,2$	7.67	0.00	0.60	4.60
	$0.4197 \times 1,2 \times 16 \times 1,2$	9.66	0.00	0.60	5.79
	$0.374 \times 1,2 \times 16 \times 1,2$	8.61	0.00	0.60	5.16

.Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Tableau VIII:5 : Récapitulatif.

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_V)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	425.66	1670.14	1834.21	4221.952
	H + V ⁺	703.486	2090.12	3087.0554	4517.422
	H + V ⁻	645.066	1861.61	2832.2254	2163.465

VIII.2.4 Mur garde grève :

VIII.2.4.1 Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

a) Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

b) Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage.

c) Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.80 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où $M_t = 0,99 \text{ t.m/ml}$

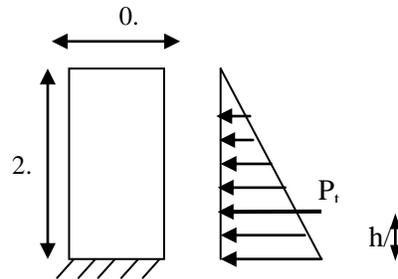


Figure VIII:2 : Poussées des

c) **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

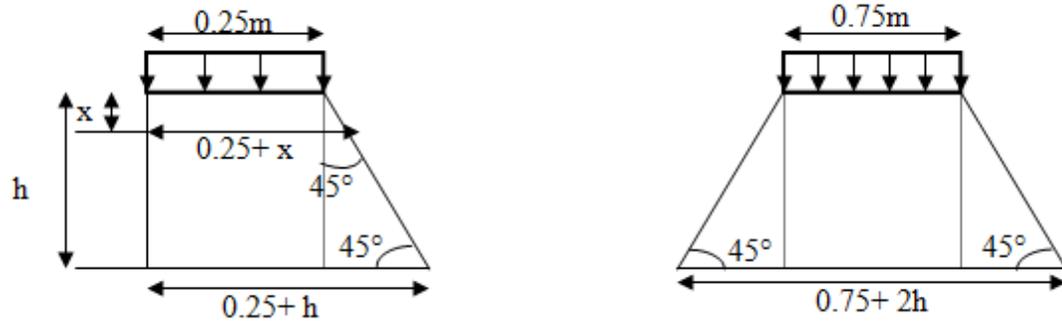


Figure VIII:3 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule

$$\text{suivante : } M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \text{ Avec : } K = K_a \cdot Sw/2 \cdot \delta \cdot \gamma$$

Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$Sw/2 = 1.5$: coefficient de pondération du système $Sw/2$.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.333$.

$h = 1,8\text{m}$.

$K_{ELS} = 0,33 \times 1,5 \times 1,083 \times 1,2 = 0,64$.

$K_{ELU} = 0,33 \times 1,5 \times 1,083 \times 1,6 = \mathbf{0,85}$.

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \left[-x + 2,1 \ln(0,25x) \right]_0^{1,8}$$

ELU: $M_p = \mathbf{4.43\text{t.m/ml}}$.

ELS: $M_p = \mathbf{3.31\text{ t.m/ml}}$.

d) **Moment du à la force de freinage :**

On considère que l'effet d'une seul roue et l'on a admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où

$$l_f = 0,25 + 2h = 4.55\text{m}$$

$$M_f = \frac{6.h}{0,25 + 2h} \gamma = 2,8 \times \gamma .$$

ELU : $M_f = \mathbf{4.53\text{ t.m/ml}}$.

ELS : $M_f = 3,4 \text{ t.m/ml}$.

Le moment total à l'encastrement: $M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 10,29 \text{ t.m/ml}$.

$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 7,7 \text{ t.m/ml}$.

VIII.2.5 Ferrailage :

VIII.2.5.1 Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$.

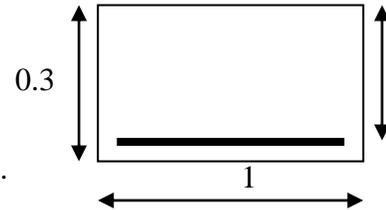
Le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC** donne :

$A_s = 14,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA16** pour $A_s = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armatureur de construction on prend

(Pas d'acier comprimé).

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA10** pour $A'_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



VIII.2.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) = 210,86 \text{ MPa}$.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 271 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa. Non vérifié.} \end{array} \right.$$

On doit augmenter la section d'acier : On prend **6HA20** pour $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$.

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA12** pour $A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7,9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 205,2 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa. Vérifié} \end{array} \right.$$

VIII.2.5.3 Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

VIII.2.5.4 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section des armateurs tendus}).$$

$$A_s = 18,85 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,2}{400} = 3,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

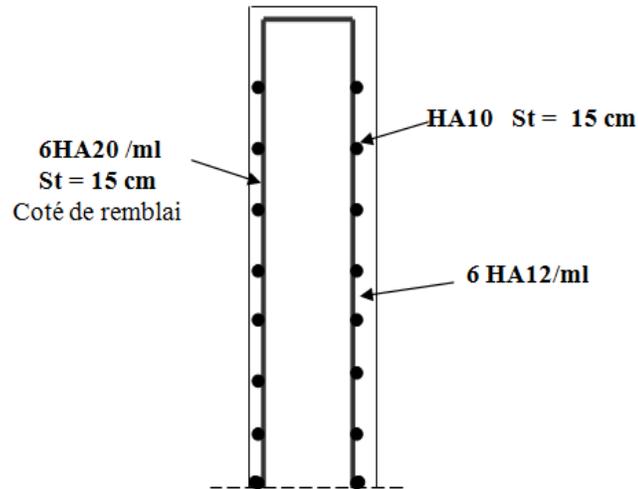


Figure VIII:4 : Ferrailage du mur garde grève

VIII.2.6 Evaluation des efforts :

- Poids du remblai : $g_1 = 1,8 \times 0,5 \times 1 = 0,9 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du Str : $g_2 = 0,1406 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1,826 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

	Charge (t/m^2)	M(t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	1,826	5.70	4.56
Surcharge Q	1,2	3.75	3

Elément de réduction au D.D.T

➤ **Combinaison des efforts :**

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_q = 13.69 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELU}} = 1.35 T_G + 1.6 T_q = 10.95 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELU}} = \mathbf{13.69 \text{ t.m /ml.}} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELU}} = \mathbf{10.95 \text{ t /ml.}}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_q = 10.2 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELS}} = T_G + 1.2 T_q = 8.16 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELS}} = \mathbf{10.2 \text{ t.m /ml.}} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELS}} = \mathbf{8.16 \text{ t /ml.}}$$

VIII.2.7 Ferrailage:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC** donne : $A_s = \mathbf{15.6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$.

Soit : **7HA16** pour $A_s = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } \mathbf{6HA10} \text{ pour } A'_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VIII.2.7.1 Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = 210.86 \text{ MPa.}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{21 \text{ MPa.}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 265 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 207,3 \text{ MPa. Non vérifié.} \end{array} \right.$$

On doit augmenter la section d'acier : On prend **6HA20** pour $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$.

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 200,6 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 207,3 \text{ MPa. Vérifié} \end{array} \right.$$

VIII.2.7.2 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}. \text{ Avec } (A_s : \text{section des armateurs tendus}).$$

$$A_s = 18,85 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,2}{400} = 3,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.7.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0,1095 / 0,27 = 0,40 \text{ MPa.}$$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa.}$ Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau'_u > \tau_u \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e} = 0,40 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,12 \text{ cm.}$$

$S_t \leq \min [0,9d; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

$$A_t \geq 20 \times 0,12 = 2,4 \text{ cm}^2.$$

▪ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm. Avec } S_t = 20 \text{ cm et } A_t > 4,2 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres de HA12/ml pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

VIII.3 Mur frontal :

VIII.3.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

VIII.3.1.1.1 Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge LM71 Sw/2
- Poids propre de mur garde grève.
- Leur poids propre.

VIII.3.1.1.2 Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un train Sw/2.

a) **Condition normale :**

Effort normal : $\sum (1+\varepsilon_v)P = 793.69 \text{ t.}$

$$\text{ELS : } N = 55.50 \text{ t /ml.} \quad =670,35/1$$

$$\text{ELU : } N = 74.92 \text{ t /ml.} \quad =\text{ELS}\times 1.35$$

Moment: $M = \sum M_r - \sum M_s = 255.36 \text{ t.m.}$

$$\text{ELS: } M = 17.85 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELU: } M = 24.10 \text{ t.m /ml.}$$

b) Condition sismique :

Effort normal : $\sum (1+\varepsilon_v)P = 849.23 \text{ t.}$

$$\text{ELS : } N = 59.38 \text{ t /ml.}$$

$$\text{ELU : } N = 80.17 \text{ t /ml.}$$

Moment: $M = \sum M_r - \sum M_s = 668.01 \text{ t.m.}$

$$\text{ELS: } M = 46.71 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELU: } M = 63.06 \text{ t.m /ml.}$$

VIII.3.2 Ferrailage :

VIII.3.2.1 Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

a-1) l'E.L.U :

$$M_{au} = 24.10 + 74.92 \times 0.60 = 69.05 \text{ t.m/ml}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 C') \times b h f_{bu} = (0.337 \times 1.2 - 0.81 \times 0.05) \times 1.2 \times 15.3 \times 10^2$$

$$A = 668.1204 \text{ t.m/ml}$$

$$B = N_u \times (d - C') - M_{au} = 74.92 \times 1.1 \times 1.2 - 69.05$$

$$B = 29.84 \text{ t.m/ml}$$

$$C = (0.5h - C') \times b h f_{bu} = (0.6 - 0.05) \times 1.2 \times 15.3 \times 10^2$$

$$C = 935.22 \text{ t.m/ml}$$

$$B \leq A$$

Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{0.6905}{1 \times 1.15^2 \times 15.3} = 0.0341$$

$$\varepsilon_{es} = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\alpha = 0.04635$$

$$Z = 1.15 \times (1 - 0.4\alpha) = 1.1286 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.6905}{1.1286 \times \frac{400}{1.15}} - \frac{0.7492}{\frac{400}{1.15}} < 0$$

$$A'_s = 0 \quad \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\text{C.N.F: } A_s = (f_{t28} / f_c) \times B \times 0.23$$

$$A_s = 15.31 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \quad \text{avec } A_s = 15.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

$$A' = 0 \quad \sigma_a = 28.005 \text{ MPa} < 201.67 \text{ MPa}$$

$$A = 15.71 \text{ cm}^2 \quad \sigma_b = 1.867 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

➤ **Armature de construction :**

$$A'_s = A_s / 3 = 5.23 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml pour } A'_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd = 0.23 / 1.08 = 0.21 \text{ MPa.}$$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0.1 f_{c28}] = 3.5 \text{ MPa.}$ Pour les fissurations préjudiciable ou très Préjudiciable.

$$\tau'_u > \tau_u \rightarrow \text{Vérifie.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0.21 \times 1 / 0.8 \times 400 = 0.06 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min [0.9d; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm. Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 30 \times 0.06 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = 0.4 \times 100 / 400 = 0.10 \text{ cm. Avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t > 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit 1 cadre de HA}12/\text{ml pour } A_s = 2.26 \text{ cm}^2.$$

b) Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1.2 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

➤ **À l'E.L.U :**

$$M_{au} = 46.71 + 80.17 \times 0.60 = 94.81 \text{ t.m/ml}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 C') \times b h f_{bu} = (0.337 \times 1.2 - 0.81 \times 0.05) \times 1.2 \times 19.956 \times 10^2$$

$$A = 871.438 \text{ t.m/ml} \quad (\text{avec } f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / 1.15)$$

$$B = N_u \times (d - C') - M_{au} = 80.17 \times 1.1 \times 1.2 - 94.81$$

B = 11.014 t.m/ml

$$C = (0.5h - C') \times b h f_{bu} = (0.6 - 0.05) \times 1.2 \times 19.956 \times 10^2$$

$$C = 1317.096 \text{ t.m/ml}$$

B ≤ A Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{94.81}{1 \times 1.15^2 \times 19.956} = 0.0359$$

$$\varepsilon_{es} = 1.739 \times 10^{-3} \quad \alpha_R = 0.636$$

$$\mu_R = 0.379 \quad \alpha = 0.0512$$

$$Z = 1.15 \times (1 - 0.4\alpha) = 1.126 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{46.71}{1.126 \times \frac{400}{1}} - \frac{80.17}{\frac{400}{1}} < 0$$

$$A'_s = 0 \quad \text{pas d'armatures comprimées}$$

▪ **C.N.F:** $A = (f_{t28} / f_e) \times B \times 0.23$
 $A_s = 15.31 \text{ cm}^2$ soit 5 Ø 20 avec $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

$$A'_s = 0$$

➤ **À P.E.L.S :**

$$A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \quad \sigma_a = 30.67 \text{ MPa} < 201.67 \text{ MPa}$$

$$A'_s = 0 \quad \sigma_b = 2.051 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

D'où : soit $A_s = 5 \text{ Ø} 20 = 15.71 \text{ cm}^2$ avec $e = b/5$; $e = 20 \text{ cm}$
 $A / 3 = 5.23 \text{ cm}^2$ soit $5 \text{ Ø} 12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 $A / 4 = 3.927 \text{ cm}^2$ soit $5 \text{ Ø} 10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 $A_s = 12.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Soit : **5HA20/ml** pour $A_s = 15.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

➤ **Armature de construction :**

$$A'_s = A_s / 3 = 5.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{5HA12/ml}$$
 pour $A'_s = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

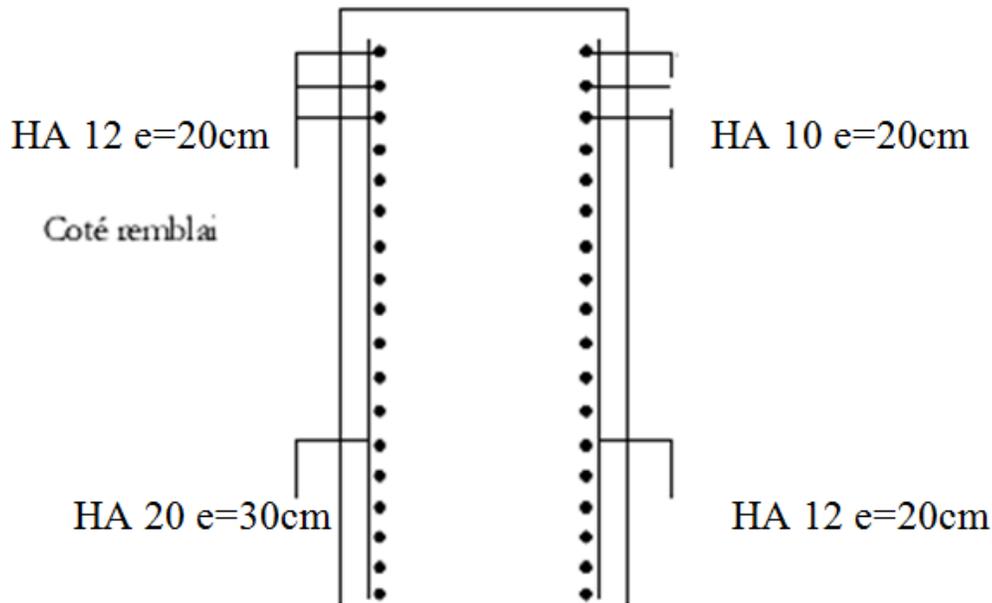


Figure VIII:5 : Ferrailage du mur de front.

VIII.4 Mur en retour :

a) Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

b) Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (9.15)^2 \times 1] = 25.09 \text{ t/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 9.15 \times 0,333 \times 1 = 3.65 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$.

➤ Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 25.09 \times \frac{1}{3}(9.15) = 76.52 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 3.65 \times 3.05 = 11.13 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 9.15 = 21.96 \text{ t.m}$.

➤ Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 156.24 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 116.22 \text{ t.m/ml}$$

a) Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,3 \times 9,15 \times 2,5 = 6,86 \text{ t/ml}$.

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.

- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,3 \text{ t/ml}$.

➤ **Les moments :**

- Poids propre du mur : $M_G = 6,86 \times (7/2) = 19,68 \text{ t.m/ml}$.

- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,3 \times 0,6 = 0,15 \text{ t.m/ml}$.

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 9 = 33,6 \text{ t.m}$.

➤ **Les combinaisons :**

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1,35 (M_G + M_{su}) + 1,6 M_{sc} = 80,53 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = (M_G + M_{su}) + 1,2 M_{sc} = 60,15 \text{ t.m/ml.}$$

VIII.4.1 Le ferrailage:**a. Ferrailage horizontal:**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{\text{ELU}} = 156,24 \text{ t.m/ml. } M_{\text{ELS}} = 116,22 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_u = \frac{156,24}{9,15} = 17,07 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 19,83 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 10 \text{ HA16/ml pour } A_s = 20,10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = A_s / 3 = 6,7 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 6 \text{ HA12/ml pour } A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2}) = 207,3 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 10,3 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 205 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 207,3 \text{ MPa. Vérifié.} \end{array} \right.$$

b. Ferrailage vertical:

$$A_s = 19,83 / 4 = 4,95 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 7 \text{ HA10/ml pour } A_s = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

c. Ferrailage de suspension :

$$M_{\text{ELU}} = 80,53 \text{ t.m/ml. } M_{\text{ELS}} = 60,15 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_u = \frac{80,53}{4} = 20,13 \text{ t.m}$$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$.

$A_s = 23.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **12 HA16/ml** pour $A_s = 24,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A'_s = A_s / 3 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **8HA12** pour $A'_s = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

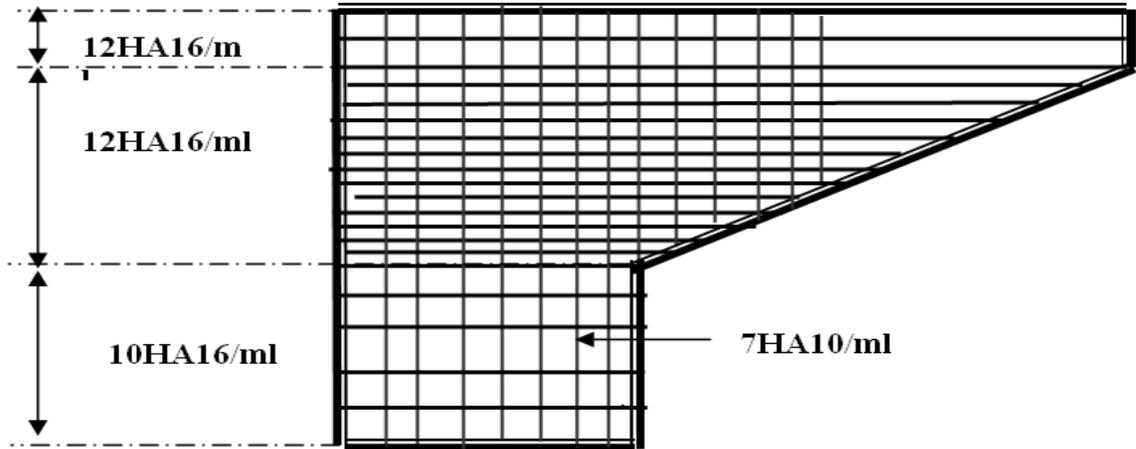


figure VIII:6 : Ferrailage du mur en retour

VIII.5 La semelle :

VIII.5.1 Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau VIII:6 : les efforts agissant sur la semelle.

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	425.66	1670.14	1834.21	4221.952
	H + V ⁺	703.486	2090.12	3087.0554	4517.422
	H + V ⁻	645.066	1861.61	2832.2254	2163.465

b) Conditions normales :

$$N_{\max} = 1670.14 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 4221.95 - 1834.21 = 2835.93 \text{ t.m.}$$

c) Conditions sismiques : G (1 ± 0,07)

$$N_{\max} = 1787.04 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 4517.42 - 3087.05 = 1430.37 \text{ t.m.}$$

- Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

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

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{1670.14}{8} + \frac{2835.93 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 405.70 t.$$

$$N_2 = \frac{1670.14}{8} - \frac{4057,67 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 11.82 t.$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{1787.04}{8} + \frac{1430.37 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 322.71 t.$$

$$N_2 = \frac{1787.04}{8} - \frac{1430.37 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 124.04 t.$$

VIII.5.2 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

a. Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

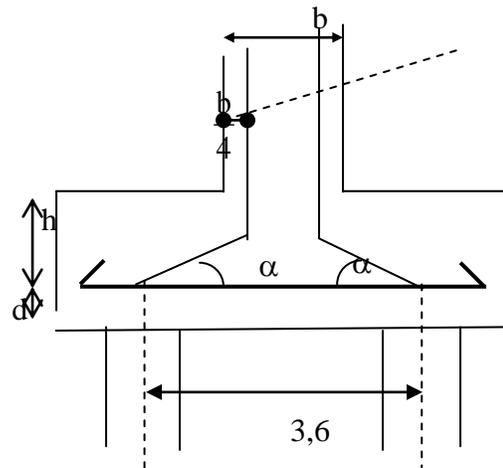
$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1. \Rightarrow \alpha = 45^\circ < 45^\circ. \rightarrow \text{Vérifie}$$

$$h = 1,5 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,25 \text{ m} = 1,5 \text{ m.} \rightarrow \text{Vérifie.}$$

➤ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 t / m^2.$$



La semelle

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L-b}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{405.70}{26700} \times \frac{1,5}{1,5} = 0,015.19m^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 151.94 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000t/m^2.$$

$$A = \frac{322.71}{40000} \times \frac{1,5}{1,5} = 0,008067m^2.$$

$$A = 80.67 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 151.94 \text{ cm}^2$.

On prend: **19HA32** $A_{\text{inf}} = 152.28\text{cm}^2$.

n : Nombre de barre = 19 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,8 - 0,1}{19 - 1} \approx 0,16m = 20cm$. On prend : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : **$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$** .

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

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 151.94 = 50.64 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{11 \text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = \mathbf{53.99 \text{ cm}^2}.$$

b. 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.

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 151.94 = 50.64 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{11 \text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = \mathbf{53.99\text{cm}^2}.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{11 - 1} \approx 30 \text{ cm}.$$

c. Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures:

$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{10} = \frac{151.94}{10} = 15.19 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{15 \text{ HA12}}. \quad A_{\text{sup}} = \mathbf{15.84 \text{ cm}^2}.$$

$$L' \text{ espacement } S_t = \frac{\Phi + H - 10}{15 - 1} \approx 20 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 151.94 = 50.94 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 11 \text{ HA25 } A_{\text{infl}} = 53.99 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{9 - 1} \approx 36 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures latérales : } A_l = \frac{A}{10} = \frac{151.94}{10} = 15.19 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA12. } A_{\text{sup}} = 15.84 \text{ cm}^2$$

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

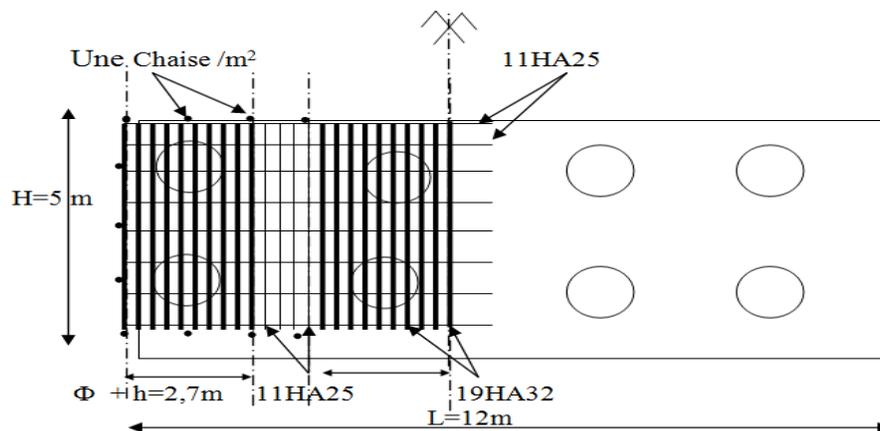


Figure VIII:7 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure) .

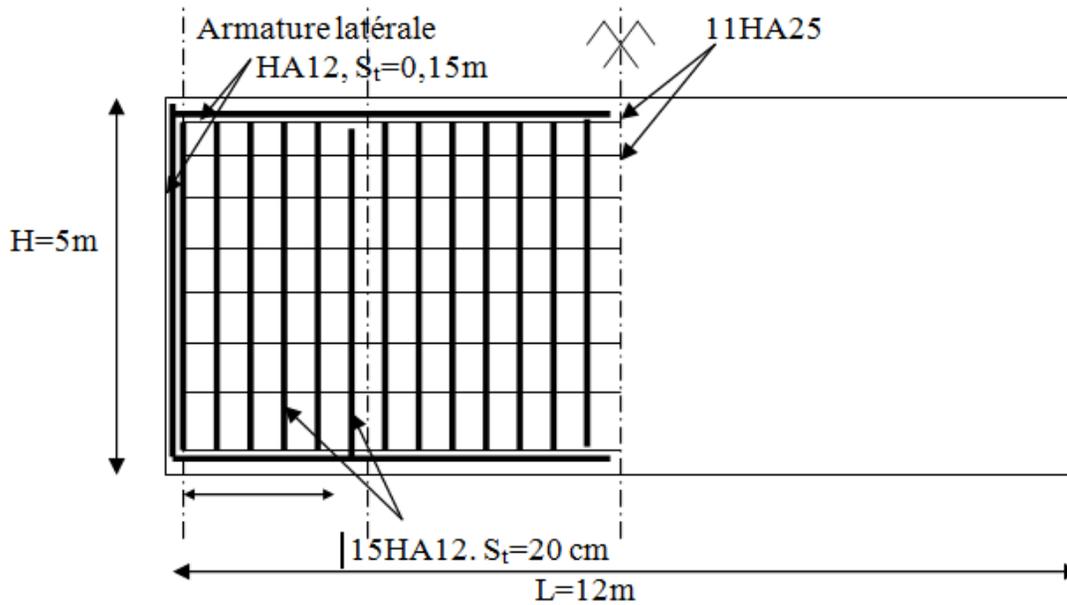


Figure VIII:8 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

VIII.6 Les pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille 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.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

▪ **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 :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

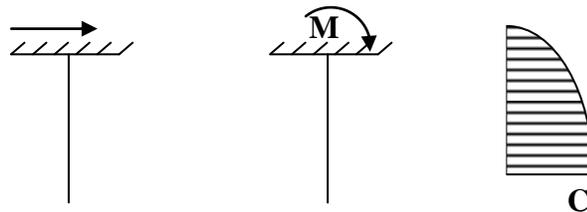


Figure VIII:9 : Actions sur les pieux

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 :

$$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$$

$$C_U = 5,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 21000 \sqrt{270} = 3.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu} = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.263 \text{ m}^{-1}.$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où : $\lambda L = 0.263 \times 20 = 5.27$ avec $L = 20 \text{ m}$.

▪ **Effort tranchant en tête du pieu :**

➤ **Condition normale :**

Freinage = 16.47 t.

Poussée des terres et surcharges $H_p = 425.66 \text{ t}$

$$H = 16.47 + 425.66 = 442.13 \text{ t. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{8} = 55.26 \text{ t/pieu.}$$

➤ **Condition sismique :**

Séisme = 53t.

Poussée des terres et surcharges $H_p = 536.57 \text{ t}$

$$H = 53 + 536.57 = 590 \text{ t. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{8} = 73.82 \text{ t/pieu.}$$

VIII.6.1 Calcul des pieux par la formule de WARNER :

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

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

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

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

\bar{M} : Moment en tête du pieu

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

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

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

$$\begin{cases} \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1.65 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1.54 \end{cases}$$

$\lambda L = 5.27 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.380 \quad \chi_{\theta M} = 1,609$

➤ **Condition normale** : $\bar{P} = 55.26t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -122.25t.m$.

➤ **Condition sismique** : $\bar{P} = 73.82t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -163.32t.m$.

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Tableau VIII:7 : les coefficients , (abaques de MARNER)

Z \ $\chi_{(M,P)}$	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
\bar{M}	0.97	0.88	0.65	0.44	0.26	0.10	0.04	0.01
\bar{P}	0.38	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

▪ **Détermination des moments tout le long du pieu** : $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$.

➤ **Condition normale** : $M(z) = -122.25 \times \chi_{\theta M} + \frac{55.26}{0,263} \times \chi_{\theta P}$

➤ **Condition sismique** : $M(z) = -163.32 \times \chi_{\theta M} + \frac{73.82}{0,263} \times \chi_{\theta P}$

Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Tableau VIII:8 : Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z

Z \ $\chi_{(M,P)}$	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
C.N	-38.517	24.991	59.210	63.871	56.461	40.302	24.525	7.181
C.S	-51.760	33.106	79.090	85.320	75.422	53.695	32.682	9.594

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = - 163.32 \text{ t.m.}$

VIII.6.2 Ferrailage des pieux :

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

$$\left. \begin{array}{l} N_{\min} \\ M_{\max} \end{array} \right\} = \begin{array}{l} 124.04 \text{ t.} \\ 163.32 \text{ t.m.} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,0445. \\ \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0,0406 \end{array} \right. \quad \omega = 0,12.$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,12 \Rightarrow F_a = 91,56 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{19 \text{ HA25}} \text{ pour } A_s = \mathbf{93.27 \text{ cm}^2}.$$

▪ Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 11,46 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifie.} \\ \sigma_s = 150,21 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 207,3 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifie.} \end{array} \right.$$

➤ Armatures transversales :

On prendra des cercles fermé avec de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

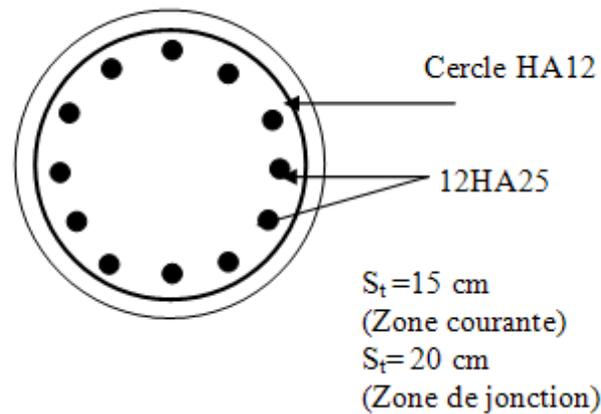


Figure VIII:10 : Ferrailage du pieu

VIII.7 Plot parasismique :

On prévoit deux plots en béton armé, encastés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure. Ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un éventuel séisme transversal

VIII.7.1 Estimation des efforts agissants sur le bloc :

Le bloc est soumis à un effort sismique horizontal égal à $0,1 G/2$.

$G/2 = 273.69$ t. poids du tablier qui revient à la culée.

$F = 27.36$ t.

Le plot étant encasté dans le mur frontal, la force est transmise au bloc par une force latérale.

$Q = 27.36 / 0,5 = 54.73$ t.

$M = Q \times L [(L/2) + 0,2] = 12.31 \text{ t.m.}$

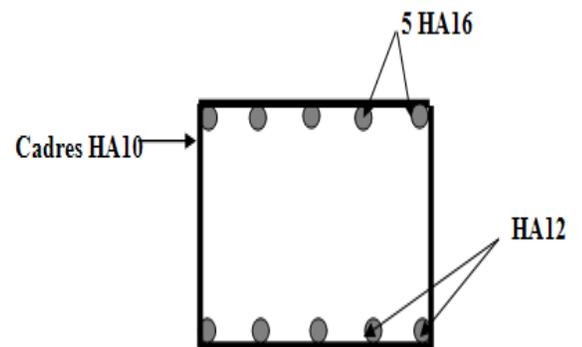
VIII.7.1.1 Ferrailage du plot parasismique.

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$M_{ELU} = 12.31$ t.m.

$f_{c28} = 35$ MPa ; $b_0 = 1$ m ;

$d = 0,27$ m.



$A_s = 9.03 \text{ cm}^2$ Soit : **5 HA16** pour $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$.

Pour l'armature de construction on prend : $A'_s = A_s / 3 = 3.35 \text{ cm}^2$. Soit : **5HA12**

Pour $A'_s = 5,65 \text{ cm}^2$.

Pour l'armature transversale, On prend des cadres **HA10** espacés de **15cm**

VIII.8 ETUDE DE LA PILE

VIII.8.1 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 agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté à la solution d'une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'éviter l'implantation d'un obstacle fasse à la coure d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

VIII.8.2 Implantation des piles :

La hauteur **H** des piles sont définies par :

$$H_{\text{pile}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}} - (h_{\text{appareil}} + d_{\text{appui}} + h_{\text{tablier}}).$$

$$H_{\text{appareil}} + H_{\text{dé d'appui}} = 0,2 \text{ m.}$$

$$h_{\text{tablier}} = 1,95 \text{ m.}$$

Tableau VIII:9 : .implantation de la pile

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3
Point kilométrique	40+635	40+670	40+705
Côte projet (m)	48.362	48.342	48.322
Côte TN (m)	40.345	40.339	40.327
Côte de la fondation (m)	35.612	35.592	35.572
Hauteur de la Pile (m)	10,60	10,60	10,60

VIII.9.1.3 Semelle :

- Epaisseur : 1,55m.
- Largeur : 5m.
- Longueur : 12m.
- Ancrage : 2 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

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

Le pré dimensionnement des différents éléments constituant la pile est montrée sur le schéma ci-après :

VIII.9.2 Répartition des charges et surcharges sur la pile :**VIII.9.3 Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :**

Le poids propre du tablier = **530 t**.

La charge reprise par chaque pile : $R_{CP} = G = 530$ t.

VIII.9.4 Evaluation des réactions dues aux surcharges :

Selon les résultats obtenus par logiciel ACOBRI on les réactions suivantes :

Tableau VIII:11 : les réactions d'une travée chargée.

Désignation	Surcharge	Réaction (t)
Pp	14.06t/ml	180.95
Pc	113.02t	113.7
LM71	28.47t	136.04
Sw/2	125t	125.51
Trottoir 1T.C	1.875t/m²	2.55

$$\text{A L'ELS: } \left\{ \begin{array}{l} R_1 = R_{Pp} + 1,2 (R_{Sw/2} + R_{ST}) = 760,32 \text{ t.} \\ R_2 = R_{Pp} + R_{LM71} = 716.22 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$\text{A L'ELU: } \left\{ \begin{array}{l} R_1 = 1,35 R_{Pp} + 1,6 (R_{Sw/2} + R_{ST}) = 1022.72 \text{ t.} \\ R_2 = 1,35 R_{Pp} + 1,35 R_{LM71} = 966.89 \text{ t.} \end{array} \right.$$

La réaction la plus défavorable est à l'ELU: $R_2 = 1022.72 \text{ t}$.

Tableau VIII:12 : les réactions pour deux travées chargées

Désignation	Surcharge	Réaction (t)
Pp+Str	184.33 t/m^2	283.16
P_C+Str	226.04 t	203.28
LM71	56.84 t	272.08
Sw/2	250 t	240.8
Trottoir 2 T.C	1.875 t/m^2	5.1

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} R_1 = R_{Pp} + 1,2 (R_{Sw/2} + R_{ST}) = \mathbf{985.2t.} \\ R_2 = R_{Pp} + R_{Gc} = \mathbf{747.54t.} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} R_1 = 1,35 R_{Pp} + 1,6 (R_{Sw/2} + R_{ST}) = \mathbf{1322.6 t.} \\ R_2 = 1,35 R_{Pp} + 1,35 R_{LM71} = \mathbf{1009.18 t.} \end{cases}$$

La réaction la plus défavorable est à l'ELU: $R_2 = 1322.6 \text{ t}$.

VIII.9.4.1 ferrailage de la pile :

VIII.9.4.1.1 Chevêtre :

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

a) Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:

a-1) Evaluation des efforts :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel SAP2000, le chevêtre est modélisé tel une poutre simplement appuyée sur les fûts.

- Section transversale du chevêtre : **(1,2m x 2m)**.
- Réaction due au poids propre du tablier : **77.14 t**.
- Réaction due aux surcharges : **53 t**.

VIII.9.4.2 Résultats du calcul :

$$\text{A l'ELS : } M_{MAX}^+ = 117.17 \text{ t.m ; } M_{MIN}^+ = -224.75 \text{ t.m ; } T_{MAX} = 272.19 \text{ t.}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{MAX}^+ = 158.17 \text{ t.m ; } M_{MIN}^+ = -303.41 \text{ t.m ; } T_{MAX} = 367.45 \text{ t.}$$

VIII.9.4.3 Ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91 à l'aide du logiciel SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

Section d'armatures supérieures (sur appui): $A_s = 89.43 \text{ cm}^2$ soit : **12 HA32** ($A_s = 96.51 \text{ cm}^2$).

Section d'armatures inférieures (mi travée): $A_s = 44.22 \text{ cm}^2$ soit : **10 HA25** ($A_s = 49.09 \text{ cm}^2$).

b) Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 3.6745 / (2 \times 1.08) = 1.7011 < 3.5 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à **20 cm** d'après « **S.E.T.R.A** » :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e} \gamma_s b_0. \text{ Avec } k = 1 \text{ pas reprise de bétonnage.}$$

$$A_{t1} \geq 4.6 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A_{t1} = 5.65 \text{ cm}^2 : \text{ 5 cadres HA12.}$$

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2}) = 207,3 \text{ MPa.}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

✓ Vérification des contraintes à mi travée:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 246,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifie.} \\ \text{Non Vérifie.} \end{array}$$

On prend 12HA25 ($A_s=58.90\text{cm}^2$)

d) Vérification des contraintes sur appui :

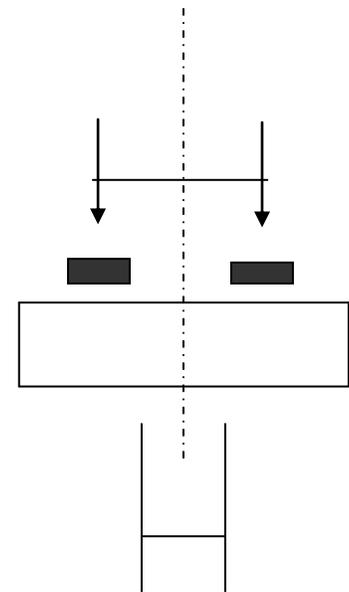
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 11.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 267.4 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifie} \\ \text{Non vérifie.} \end{array}$$

Pour $A_s = 120.64\text{cm}^2$ soit **15 HA32** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 10.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 202.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifie.} \\ \text{Vérifie.} \end{array}$$

VIII.9.4.4 Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion

VIII.9.4.4.1 Evaluation des efforts :



La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à

Cause de l'excentricité transversale des charges ($e = 50\text{cm}$).

C : moment de torsion.

e) Moment de torsion dû à ($S_w/2 + ST$) pour deux travées chargées.

$$R_{\max} = 26.12 \text{ t} \rightarrow C_1 = 26.12 \times 0,50 = \mathbf{13.06 \text{ t.m.}}$$

f) Moment de torsion dû aux efforts de freinage :

$$R_{\max} = 16.47 \text{ t.} \rightarrow C_3 = 16.47 \times 1,2 = \mathbf{19.76 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Donc : } C_{\max} = \text{Max} (C_1, C_2, C_3) = \mathbf{19.76 \text{ t.m.}}$$

La torsion dans le chevêtre

Ferraillage :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée $h/6$

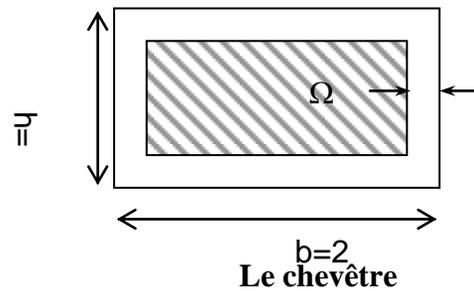
l_t au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h. \end{cases}$$

$$x + h = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m} > b = 2 \text{ m} \rightarrow l_t = 2 \text{ m.}$$

$$b_n = h/6 = 1,2/6 = 0,2 \text{ m.}$$

$$\Omega = (2 - 0,2) (1,2 - 0,2) = 1,8 \text{ m}^2.$$



$$\text{La contrainte tangentielle : } \tau_{bt} = \frac{C_{\max}}{2\Omega b_n} = 9.88 / 2 \times 1,8 \times 0,2 = \mathbf{13.72 \text{ t/m}^2}.$$

g) Armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{C_{\max} U}{2\Omega f_e / \gamma_s} = 10.09 \text{ cm}^2.$$

Avec U : périmètre extérieur = 6,4 m.

Donc : on prend **4 HA20** pour $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$.

h) Armatures transversales :

$$A_{t2} \geq \frac{C_{\max}}{2\Omega f_e / \gamma_s} St = 0.315 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d'après SETRA).

D'où : $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 3,36 + 0,315 = 3,67 \text{ cm}^2$. Soit $A_{t1} = 4,52 \text{ cm}^2$: **2 cadres HA12**.

i) Ecartement d'armatures transversales :

$$t = \max [h_t (1 - (0,3\bar{\tau}_b / \sigma_b)) ; 0,2 h_t] = \max [1,19 ; 0,4] = 1,19 \text{ m.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de **HA12** avec **t = 10 cm** sur appui et **t = 20cm** en travée.

Vérification des contraintes :

✓ **Justification du béton :**

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

$$\tau_v = V_U / b_0 d = 367.45 / 2 \times 1,08 = 170.11 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 29088.23 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ 4,6 ; 5\text{MPa} \right\} = 4,6 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc : } \tau_b^2 + \tau_v^2 = 2.9088 \leq \tau_{lim}^2 = 4.6 \text{ MPa}.$$

✓ **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = T / U d \quad \text{et} \quad \tau_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,22 = 3 \text{ MPa}.$$

U : périmètres des armateurs tendus = **1,5 m**.

$$\tau_s = 3.6745 / 1,5 \times 1,08 = 2.25 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifie.}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s / bd \geq 0,23f_{tj}/f_e \quad (\text{As : section des armateurs tendus})$$

$$A_s = 120.64 \text{ cm}^2 > 0,23 \times 2,22 \times 1 \times 1.08 / 400 = 2.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifie.}$$

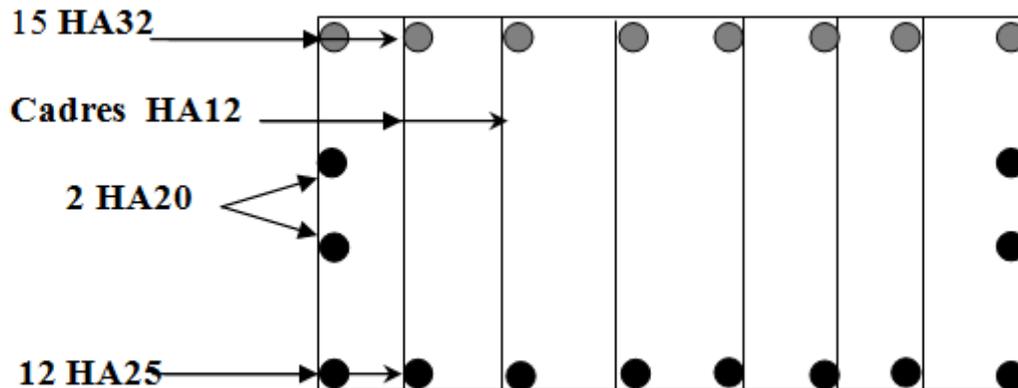


Figure VIII:12 . Ferrailage de chevêtre.

VIII.10 Le fût :

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Il est sollicité en flexion composée.

Vérification de flambement du fût :

$$L_c = 0.7 \times 10,6 = 7,42 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_c / i. \text{ telle que : } i = D / 4 = 0.3$$

$$\lambda = 7,42 / 0.3 = \mathbf{24} < 35. \text{ Donc : pas de risque de flambement}$$

VIII.10.1 Evaluation des efforts :**➤ Conditions normales :****a- Charges verticales :**

$$P_{\text{fûts}} = (3\pi D^2/4) \times h \times 2,5 = 89.86 \text{ t.}$$

$$\text{Tablier + chevêtre + 3 fûts} = 844.62 \text{ t.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : LM71 + ST} = 365.75 \text{ t.}$$

$$Q_v = 844.62 + 365,75 = 1210.37 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par fût : } Q_v = 403.45 \text{ t.}$$

b- Charges horizontales :**Freinage de $S_w/2$:**

$$H_{S_w/2} = 85.4 / 3 = 28.47 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par fût : } 5 \times 1,2 = \mathbf{6 \text{ t.}}$$

Effet du au vent :

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = \mathbf{0,25 \text{ t/m}^2}$.

$$\text{Tablier} = 68.35 \times 0,25 = \mathbf{17.062 \text{ t.}}$$

$$\text{Fûts + chevêtre} = 0,25(3 \times 1,2 \times 10,6 + 2 \times 1,2) = \mathbf{10.14 \text{ t.}}$$

$$H_{HV} = 17.06 + 110.14 = \mathbf{27.20 \text{ t.}}$$

$$\text{Soit par fût : } H_{HV} = \mathbf{9,06 \text{ t.}}$$

Variation linéaire :

Seul l'effort du à la température agit dans un seul sens. Pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnant un effort nul.

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 8 \times 30 \times 40 \times 0,325 / 7.5 = \mathbf{0,41 \text{ t.}}$$

c- Récapitulatif :

$$\text{Effort normal : } N = 403.45 \text{ t.}$$

Moments à la base du fût :

$$\text{Freinage : } M_{S_w/2} = 6 \times (10,6 + 1,2) = 70.80 \text{ t.m.}$$

Le vent : $M_V = 9.06 \times (10,6 + 1,2)/2 = 53.45 \text{ t.m.}$

Variation linéaire : $0,41 \times (10,6 + 1,2) = 4.90 \text{ t.m.}$

Donc : $N_{MAX} = 403.45 \text{ t.}$

$M_{MAX} = 129.15 \text{ t.m.}$

Conditions sismiques :

L'intensité du séisme est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_H = 0,10 \text{ G} \Rightarrow \varepsilon_H = 0,10 \times 844.62 \Rightarrow \varepsilon_H = 84.46 \text{ t.} \\ \varepsilon_V = 0,07 \text{ G} \Rightarrow \varepsilon_V = \pm 0,07 \times 844.62 \Rightarrow \varepsilon_V = \pm 59.12 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$M_{SH} = 0,10 (530 \times 12.8 + 87.6 \times 11,2 + 89.86 \times 5,3) = 836.93 \text{ t.m.}$

Soit le moment par fût : $M_{SH} = 278.97 \text{ t.m.}$

Donc : $M_{MAX} = 278.97 + 4.90 = 283.87 \text{ t.m.}$

$N_{MAX} = 403.45 - 59.12 = 344.33 \text{ t.}$

Ferraillage:

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il faut le ferrailer à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

$A_S = 121.75 \text{ cm}^2$. Soit : **25 HA25** pour $A_S = 122,7 \text{ cm}^2$.

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de **HA10** espacés de **20cm** en zones courantes et de **15 cm** en zones de jonction.

Condition de non fragilité :

$4A_s / \pi D^2 \geq 0,23 f_{tj} / f_e$. (A_s : section des armateurs tendus)

$A_s = 121.75 \text{ cm}^2 \geq 1.42 \text{ cm}^2$ **Vérifie.**

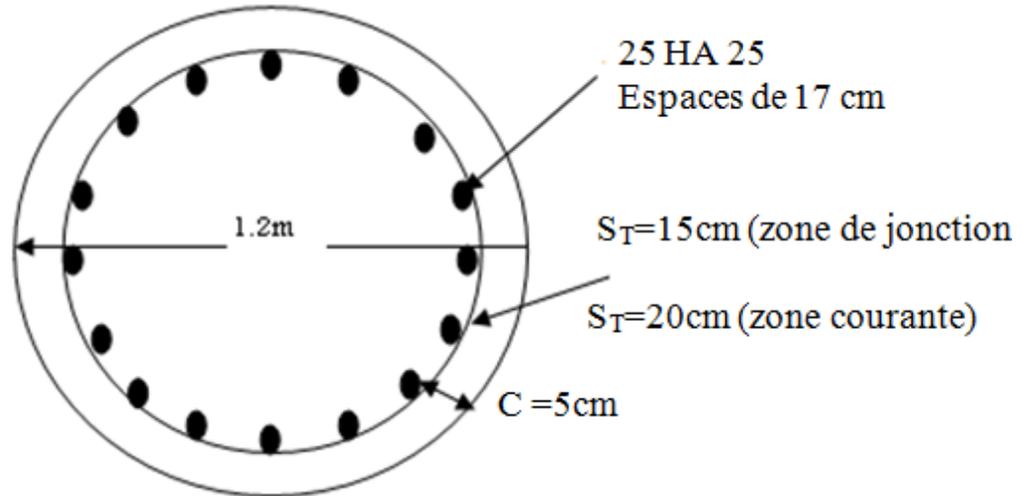


Figure VIII:13 : Schéma du ferrailage de fût

La semelle :**Evaluation des efforts :****➤ Conditions normales :****a- Charges verticales :**

CP (Tablier + 3Fûts + Chevêtre) = 844.62 t.

Surcharges (LM71 + S_w/2) = 365.75 t.

Poids de la semelle : 232.5 t.

Poids des terres : 217,56 t.

Poids de l'eau sur la semelle : $(5 \times 12 - 3 \times 1.13) 4.5 \times 1 = 344.74$ t.

Donc : $N_{\max} = 2005.17$ t.

b- Charges horizontales :

Freinage : $F_{S_w/2} = 28.47$ t.

$F_{LM71} = 16.13$ t.

Vent : $F_v = 0,25$ t/m².

Variation linéaire : $F_{v1} = 0,41$ t.

c- Récapitulatif :

Effort normal : $N_{\max} = 2082.76$ t.

Moments à la base du fût :

- Freinage : $M_{S_w/2} = 14.67 \times (10,6 + 1,2) = 173.10$ t.m.

$$\text{- Vent : } M_V = 9.06 \times (10,6 + 1,2)/2 = 53.45 \text{ t.m.}$$

$$\text{- Variation linéaire : } M_{vl} = 0,41 \times (10,6 + 1,2) = 4.83 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } N_{\max} = 2005.17 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 231.38 \text{ t.m.}$$

Condition sismique :

$$G (1 \pm 0,07) \text{ avec } G = 2005.17 \text{ t.}$$

$$M_{SH} = 0,10 (540 \times 11,8 + 87,6 \times 11,2 + 141,13 \times 5,3) = 810.11 \text{ t.m.}$$

$$\text{Donc : } M_{MAX} = 810.11 + 9.06 = 819.17 \text{ t.m.}$$

$$N_{\max} = 1864.80 \text{ t.}$$

Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.

- Semelle infiniment rigide.

- Pieux identiques.

Condition normale :

$$N_1 = \frac{2082.76}{8} + \frac{231.38 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 289.26 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2082.76}{8} - \frac{231.38 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 231.42 \text{ t.}$$

Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1864.8}{8} + \frac{810.11 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 334.36 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{1864.8}{8} - \frac{810.11 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 131.831 \text{ t}$$

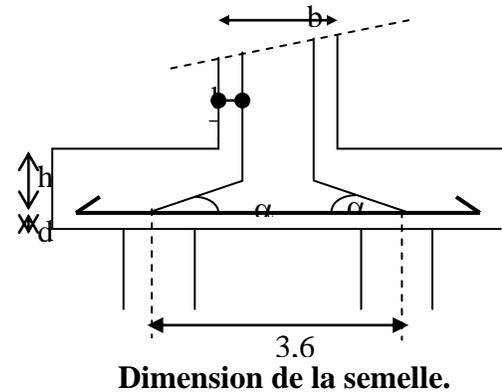
V.3.3. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

a- Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est :
$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ > 45^\circ \rightarrow \text{Vériefie.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5\text{m} < 1,5\text{m} \rightarrow \text{Vériefie.}$$



Condition normale : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700\text{t/m}^2.$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{289,26}{26700} \times \frac{1,5}{1,5} = 0,01083\text{m}^2. \quad A_{\text{inf}} = \mathbf{108,33\text{ cm}^2}.$$

Condition sismique : $\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000\text{t/m}^2.$

$$A = \frac{334,36}{40000} \times \frac{1,5}{1,5} = 0,0083\text{m}^2. \quad A_{\text{inf}} = \mathbf{83,59\text{ cm}^2}.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 108,33\text{cm}^2$. On prend **14 HA32** $A_{\text{inf}} = \mathbf{112,59\text{ cm}^2}$.

n : Nombre de barre = 14 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,8 - 0,1}{14 - 1} \approx 0,22\text{m} = 22\text{cm}$. On prend : **$S_t = 20\text{ cm}$** .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = \mathbf{2,7\text{ m}}$.

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

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 10833 = 36,11\text{cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8\text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = \mathbf{39,27\text{ cm}^2}.$$

b- 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.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 108.33 = 36.11 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA25}} \quad A_{infl} = \mathbf{39.27 \text{ cm}^2}.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{8 - 1} \approx 42 \text{ cm}.$$

c- Armatures de construction :**1- Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{108.33}{10} = 10.833 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{10 \text{ HA12}}. \quad A_{sup} = \mathbf{11.31 \text{ cm}^2}.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{10 - 1} \approx 32 \text{ cm}.$$

2- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{A}{3} = \frac{108.33}{3} = 36.11 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA25}} \quad A_{infl} = \mathbf{39.27 \text{ cm}^2}. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 10}{8 - 1} \approx 42 \text{ cm}.$$

3- Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{108.33}{10} = 10.83 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{10 \text{ HA12}}. \quad A_{sup} = \mathbf{11.31 \text{ cm}^2}.$$

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

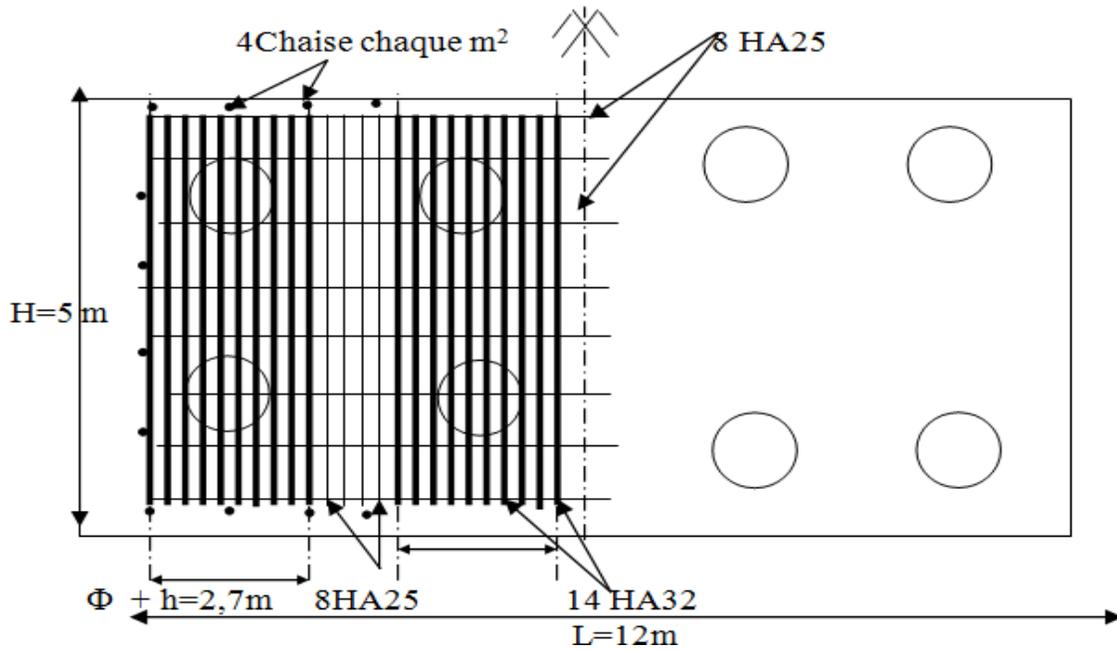


Figure VIII:14 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

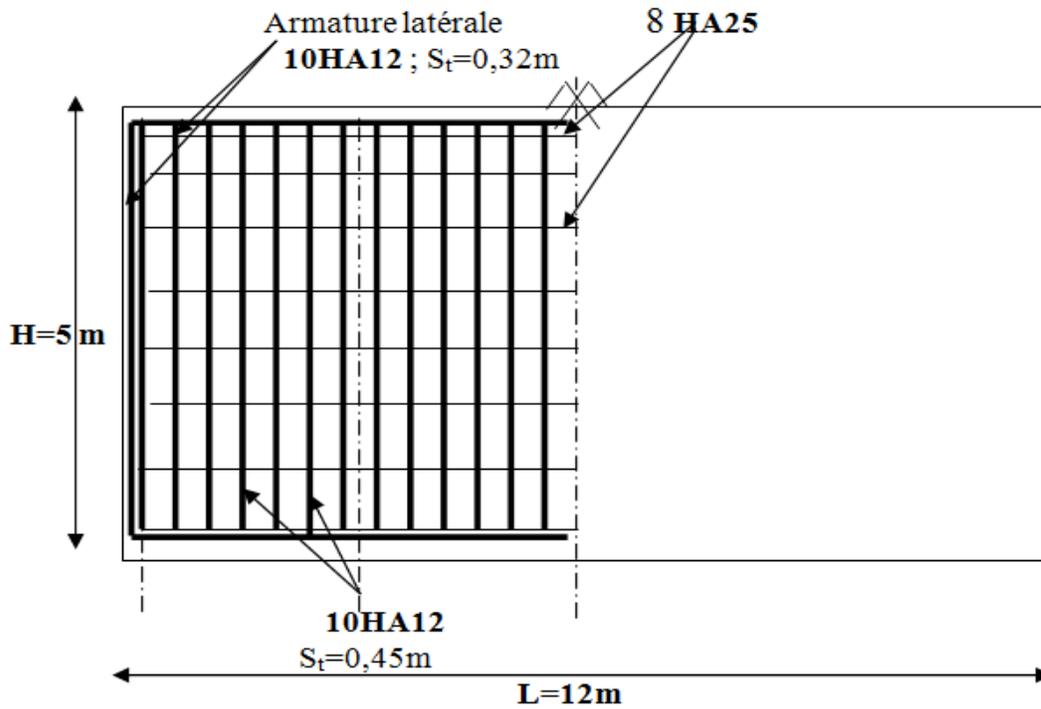


Figure VIII:15 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

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 :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_U = 2000 \text{ t/m}^2$. (Cas le plus défavorable).

E : module d'élasticité du béton = $21000 \sqrt{270} = 3.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.277 \text{ m}^{-1}$. D'où : $\lambda L = 0.277 \times 20 = 4.54$ avec $L = 20 \text{ m}$.

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 16.47 t.

Variation linéaire = 9.06 t.

$H = 16.47 + 9.06 = 25.53 \text{ t}$. D'où : $\bar{P} = \frac{H}{8} = 3.19 \text{ t/pieu}$.

Condition sismique :

Séisme = 84.462t.

Variation linéaire = 9.06 t

$H = 84.462 + 9.06 = 93.522 \text{ t}$. D'où : $\bar{P} = \frac{H}{8} = 11.69 \text{ t/pieu}$.

Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante : $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle. $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

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

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

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}.$$

a- Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,65 & \chi_{\theta M} = 1,45 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \end{cases} \quad \lambda L = 5.54 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,38 \quad \chi_{\theta M} = 1,609$$

Condition normale : $\bar{P} = 3.19t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -9.87t.m.$

Condition sismique : $\bar{P} = 11.69t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -36.19t.m.$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Tableau VIII:13 : Valeurs des coefficients , (Abaques de WARNER).

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M.p)}$								
\bar{M}	0.97	0.88	0.65	0.44	0.26	0.10	0.04	0.01
\bar{P}	0.38	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

b- Détermination des moments tout le long du pieu :

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

Condition normale :

$$M(z) = -9.87 \times \chi_{\theta M} + \frac{3.19}{0,277} \times \chi_{\theta P}$$

Condition sismique :

$$M(z) = -11.69 \times \chi_{\theta M} + \frac{11.69}{0,277} \times \chi_{\theta P}$$

c- Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Tableau VIII:14 Récapitulatif des moments en fonction de Z.

Z $\chi_{(M.P)}$	0.1L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
C.N	- 4.235	0.165	2.857	3.525	3.334	2.525	1.572	0.463
C.S	4.697	16.298	20.253	18.488	14.684	9.381	5.440	1.571

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = - 36.19.m$.

▪ **Ferraillage:**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 131.83 \text{ t} \\ M_{\max} = 36.19 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,0098. \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0,043. \end{array} \right.$$

$$\omega = 0,06$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,06 \Rightarrow F_a = 45,78 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{15 HA20} \text{ pour } A_s = \mathbf{47.12 \text{ cm}^2}.$$

Vérification des contra

$$\sigma_{bc} = 3.36 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 14.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa.}$$

- **Armatures transversales :**

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

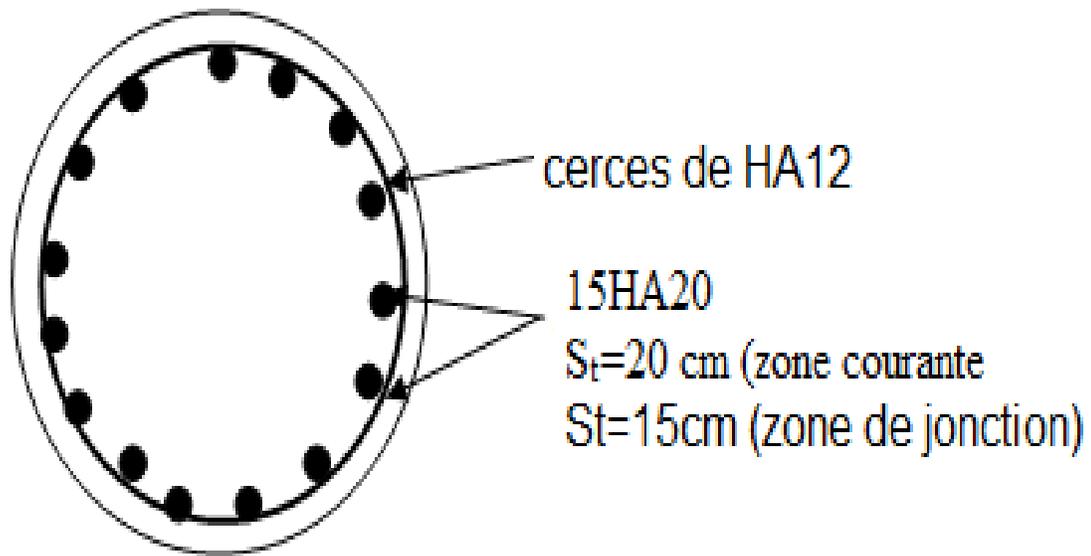


Figure VIII:16 : Schéma du ferrailage de pieux.

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation d'élève ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine l'emploi des différents types de structure d'autre part.

Grâce aux calculs effectués manuellement, on a acquis des ordres de grandeurs très importantes dans la vie professionnelle.

En fin pour produire un projet, l'ingénieur doit avoir un sens aigu du détail et de la disposition constructive qui conditionne la durabilité et le bon fonctionnement de la structure à long terme.

Références

Les ouvrages :

-Documents **SETRA** « vis technique ouvrages d'art, joints de pont-rail » N° F AT JO 04-09

-Thèse **E N T P E** pont mixte Acier-Béton.

-**M^r BOUAMAMA Mahmoud, M^r BENAÏSSA Mohammed 2016** :(projet de fin d'étude) :

Etude d'un pont mixte acier-béton **A NEDROUMA**.

-**Anne BERNARD-GELY et Jean-Armand CALAGARO** « conception des ponts »

Les cours :

-Cours de béton armé (B.A.E.L 91).

-Cours des ponts.

-Règles des calculs des constructions en acier (CM 66).

-Ms. BENSTALA, « cours ouvrages d'art » (cours master 1).

Les règlements :

B.A.E.L : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limite.

CCM97 : règles de conception et de calcul des structures en acier.

Logiciels :

-ACOBRI

-SOCOTEC

Annexes

Chargement : Poids propre - $\Sigma F_z = 28123.56$ kN

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	313.75	917.94	750.87	917.94	313.73
File 2	306.77	894.08	726.85	894.08	306.76
File 3	305.12	884.65	717.29	884.65	305.11
File 4	303.86	880.77	713.33	880.79	303.88
File 5	303.66	879.75	712.28	879.77	303.63
File 6	303.90	880.79	713.33	880.78	303.88
File 7	305.10	884.65	717.29	884.64	305.11
File 8	306.77	894.08	726.86	894.10	306.76
File 9	313.73	917.93	750.87	917.94	313.73
Σ	2762.66	8034.65	6528.98	8034.68	2762.60

Chargement : Superstructure - $\Sigma F_z = 14986.83$ kN

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	195.71	560.47	478.48	560.46	195.69
File 2	155.43	453.34	371.95	453.34	155.41
File 3	160.97	450.43	369.06	450.42	160.96
File 4	156.30	439.17	358.32	439.18	156.31
File 5	156.43	437.28	356.60	437.27	156.44
File 6	156.33	439.17	358.32	439.18	156.31
File 7	160.96	450.43	369.06	450.43	160.96
File 8	155.40	453.34	371.95	453.34	155.41
File 9	195.69	560.47	478.48	560.48	195.69
Σ	1493.21	4244.10	3512.21	4244.11	1493.20

Chargement : Superstructure majoré - $\Sigma F_z = 17851.87$ kN

Chargement : Equipement - $\Sigma F_z = 1539.99$ kN

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	43.40	137.34	129.46	137.34	43.40
File 2	8.77	32.48	24.30	32.48	8.77
File 3	12.71	25.66	17.17	25.66	12.72
File 4	7.76	15.15	6.51	15.15	7.76
File 5	8.19	14.77	6.07	14.77	8.19
File 6	7.76	15.15	6.51	15.15	7.76
File 7	12.72	25.66	17.17	25.66	12.72
File 8	8.77	32.48	24.30	32.49	8.77
File 9	43.40	137.34	129.46	137.34	43.40
Σ	153.48	436.05	360.93	436.05	153.49

Chargement : Retrait du béton - $\Sigma F_z = 0.00$ kN

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	-28.86	1.84	-23.82	1.83	-28.87
File 2	-1.19	18.51	-6.94	18.51	-1.20
File 3	-9.48	25.59	0.19	25.60	-9.48
File 4	-11.61	20.88	-4.32	20.88	-11.61
File 5	-11.75	18.58	-6.55	18.58	-11.75
File 6	-11.62	20.88	-4.32	20.88	-11.61
File 7	-9.49	25.60	0.19	25.60	-9.48
File 8	-1.18	18.51	-6.94	18.51	-1.20
File 9	-28.87	1.84	-23.83	1.84	-28.87
Σ	-114.06	152.23	-76.33	152.23	-114.07

REACTIONS ENVELOPPES AUX APPAREILS D'APPUI SOUS CHARGEMENTS D'EXPLOITATION

Toutes les réactions sont affichées en kN

Chargement : LM71 Voie no 1 - Réactions maximales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	609.58	1172.64	1096.45	1172.65	609.58
File 2	553.84	1360.40	1299.84	1360.41	553.85
File 3	532.70	1221.72	1171.61	1221.73	532.76
File 4	441.42	1018.17	979.36	1018.18	441.40
File 5	271.74	606.43	574.45	606.42	271.76
File 6	180.05	369.59	346.69	369.59	180.02
File 7	98.28	211.05	193.32	211.05	98.29
File 8	85.65	72.93	61.20	72.93	85.64
File 9	20.96	13.76	28.00	13.77	20.96

Chargement : LM71 Voie no 1 - Réactions minimales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	-75.70	-89.76	-200.33	-89.77	-75.72
File 2	-35.02	-72.05	-161.28	-72.07	-35.01
File 3	-40.59	-59.70	-134.05	-59.69	-40.59
File 4	-30.82	-47.65	-107.48	-47.65	-30.81
File 5	-24.88	-36.47	-82.82	-36.47	-24.88
File 6	-19.96	-27.51	-63.22	-27.52	-19.96
File 7	-12.37	-19.44	-44.63	-19.44	-12.37
File 8	-17.19	-13.30	-25.82	-13.30	-17.19
File 9	-138.24	-184.24	-174.09	-184.23	-138.25

Chargement : LM71 Voie no 2 - Réactions maximales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	20.96	13.77	28.00	13.76	20.96
File 2	85.64	72.93	61.20	72.93	85.64
File 3	98.31	211.05	193.32	211.06	98.29
File 4	180.02	369.59	346.69	369.59	180.02
File 5	271.78	606.42	574.45	606.42	271.77
File 6	441.41	1018.18	979.37	1018.18	441.40
File 7	532.78	1221.73	1171.62	1221.72	532.76
File 8	553.87	1360.40	1299.84	1360.40	553.85
File 9	609.52	1172.65	1096.44	1172.61	609.58

Chargement : SW0 Voie no 1 - Réactions minimales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	-73.93	-91.74	-115.01	-91.74	-73.93
File 2	-34.08	-73.64	-92.58	-73.63	-34.07
File 3	-39.54	-60.99	-76.92	-60.99	-39.53
File 4	-29.94	-48.67	-61.64	-48.66	-29.94
File 5	-24.13	-37.21	-47.46	-37.21	-24.13
File 6	-19.26	-27.99	-36.13	-27.99	-19.25
File 7	-11.85	-19.26	-25.25	-19.26	-11.85
File 8	-16.61	-16.73	-17.83	-16.73	-16.61
File 9	-138.05	-165.96	-162.25	-165.96	-138.05

Chargement : SW0 Voie no 1 - Réactions maximales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	624.31	1097.99	1071.06	1097.98	624.34
File 2	544.64	1204.02	1160.92	1204.03	544.59
File 3	522.32	1089.65	1042.94	1089.66	522.33
File 4	430.79	913.19	884.74	913.21	430.77
File 5	275.35	602.47	591.36	602.47	275.40
File 6	182.12	360.31	351.72	360.31	182.09
File 7	96.82	182.89	176.58	182.89	96.82
File 8	80.35	47.04	37.79	47.03	80.34
File 9	20.76	14.11	16.18	14.11	20.77

Réactions aux appareils d'appuis (suite)*Toutes les réactions sont affichées en kN*

Chargement : SW0 Voie no 2 - Réactions maximales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	20.77	14.11	16.18	14.11	20.77
File 2	80.33	47.04	37.79	47.04	80.34
File 3	96.81	182.89	176.58	182.89	96.82
File 4	182.09	360.31	351.72	360.31	182.09
File 5	275.42	602.47	591.35	602.47	275.40
File 6	430.80	913.17	884.74	913.22	430.77
File 7	522.29	1089.64	1042.93	1089.67	522.33
File 8	544.71	1204.00	1160.91	1204.00	544.59
File 9	624.36	1097.99	1071.05	1097.98	624.34

Chargement : SW0 Voie no 2 - Réactions minimales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	-138.05	-165.96	-162.25	-165.96	-138.05
File 2	-16.62	-16.73	-17.83	-16.73	-16.61
File 3	-11.85	-19.26	-25.25	-19.26	-11.85
File 4	-19.24	-27.99	-36.12	-27.98	-19.25
File 5	-24.14	-37.21	-47.46	-37.21	-24.13
File 6	-29.94	-48.66	-61.65	-48.67	-29.94
File 7	-39.53	-61.00	-76.90	-61.00	-39.53
File 8	-34.07	-73.63	-92.57	-73.63	-34.07
File 9	-73.94	-91.75	-115.01	-91.74	-73.93

Chargement : SW2 Voie no 1 - Réactions maximales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	576.28	1255.13	1197.35	1255.12	576.39
File 2	468.11	1220.72	1170.66	1220.71	468.12
File 3	460.33	1128.89	1085.41	1128.89	460.31
File 4	367.16	905.13	871.59	905.14	367.19
File 5	249.40	619.65	595.71	619.65	249.40
File 6	167.63	405.04	386.87	405.04	167.61
File 7	88.98	224.43	212.03	224.43	88.99
File 8	78.40	63.53	57.04	63.53	78.40
File 9	15.54	10.23	13.76	10.23	15.54

Réactions aux appareils d'appuis (suite)*Toutes les réactions sont affichées en kN*

Chargement : Pistes de service - Réactions maximales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	83.16	211.18	203.31	211.18	83.17
File 2	30.29	102.60	96.50	102.60	30.29
File 3	27.99	63.22	58.38	63.22	27.99
File 4	19.99	42.06	37.05	42.06	19.99
File 5	19.43	39.46	34.38	39.46	19.43
File 6	19.99	42.06	37.05	42.06	19.99
File 7	27.99	63.22	58.38	63.22	27.99
File 8	30.30	102.60	96.50	102.60	30.29
File 9	83.16	211.18	203.31	211.18	83.17

Chargement : Pistes de service - Réactions minimales

	C0	P1	P2	P3	C4
File 1	-21.31	-34.46	-31.16	-34.46	-21.31
File 2	-4.34	-19.04	-17.65	-19.04	-4.34
File 3	-3.44	-7.03	-12.52	-7.03	-3.44
File 4	-3.69	-6.16	-13.54	-6.16	-3.69
File 5	-3.41	-6.01	-13.33	-6.00	-3.40
File 6	-3.69	-6.16	-13.54	-6.16	-3.69
File 7	-3.44	-7.03	-12.52	-7.03	-3.44
File 8	-4.35	-19.04	-17.65	-19.04	-4.34
File 9	-21.31	-34.46	-31.16	-34.46	-21.31