

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

Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire Pour l'Obtention du Diplôme

De Master en travaux publics

Option : voie et ouvrage d'art

Thème :

**Ligne SNTF Mecheria Bayadh : pont ferroviaire au pk 1+225
(semi-préfabriqué)**

Soutenu le 29 juin 2019 par :

M. SEFAOUI Yasser

M. NOUALI Ibrahim

Devant le jury composé de :

Mr. CHERIF EL HASSANE

Président

Mr. BENAMMAR.A

Examineur

Mr. OUDJEDI DAMERDJI .F

Encadreur

Mr. DEBBAL .M .Z

Encadreur

Année universitaire : 2018/2019

Dédicaces

M. SEFAOUI Yasser

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

Mon cher frère.

Mes chères sœurs.

Toute ma famille

Mes professeurs

Mon binôme NOUALI Ibrahim

Mes amis,

A Tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail.

Dédicaces

M. NOUALI Ibrahim

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Mes chers frères.

Toute la famille.

Mes professeurs.

Mon binôme SEFAOUI Yasser

Mes amis, camarades de la promotion de voie et ouvrages d'art.

A Tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail.

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et d'achever ce mémoire.

Un grand remerciement à nos encadreurs, Mr OUDJEDI DAMERDJI Fauzi et Mr DEBBAL M.Z pour leur soutien, leur aide, leur disponibilité, leur grand intérêt qu'ils m'ont toujours manifesté, durant notre formation et la préparation de ce mémoire. Nous avons bénéficié, grâce à eux, deux enseignants vrais, non seulement sur le plan scientifique, mais aussi sur le plan humain. Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans eux, qui ont toujours su nous consacrer un peu de leur temps à nos calculs. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères gratitude.

Mes vifs remerciements s'adressent à Monsieur CHERIF EL HASSANE pour avoir accepté de présider le jury de ce travail.

Que Monsieur BENAMAR.A, reçoive l'expression de notre profonde reconnaissance d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Nos sincères remerciements vont à Monsieur OUADFEL Kouider chef de zone sud SEROR, à Monsieur HOUBAYA Sidi Mohamed, à Mademoiselle MEGHEBBAR Sarah, à Monsieur KOUMAD Abdelatif et à toute l'équipe SEROR pour leur aide si précieuse.

Un grand merci à tous les professeurs de l'université Abou Bekr Belkaid, en particulier ceux du département de génie civil.

Nos remerciements s'attarderont aussi à nos amis de plus longue date, à la promotion 2018-2019. Les nommer serait inutile, ils se reconnaîtront. Qu'ils sachent que leur amitié nous est précieuse.

Résumé :

Le but de ce mémoire est de faire une étude d'un pont ferroviaire faisant partie de la ligne ferroviaire Mecheria Bayadh en béton semi préfabriqué sis au pk1+225. Nous avons procédé au pré dimensionnement de cet ouvrage afin de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental...). Notre étude englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement et le calcul des ponts ferroviaires. Pour pouvoir étudier l'ouvrage et ces différents éléments qui le composent, tels que le tablier, les fondations, les piles, et les culées, une modélisation de la structure a été faite et analysée par le logiciel SAP2000, qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Mots clés : Pont ferroviaire, Pile de pont, Chemin de fer, Fondation de pont, pont semi-préfabriqué, modélisation

ملخص

الغرض من هذه الأطروحة هو دراسة جسر سكة حديد يشكل جزءاً من خط سكة الحديد مشرية البيض شبه الجاهزة في النقطة 1 + 225. لقد قمنا بتركيب هذا الهيكل مسبقاً للحصول على جسر قادر على تلبية أكبر قدر ممكن من الشروط المفروضة (الاقتصادية والتقنية والبيئية...). تشمل دراستنا النظرية والممارسة في تصميم وحساب وإسقاط جسور السكك الحديدية، من أجل دراسة الهيكل والعناصر المختلفة التي تتكون منها، مثل السطح، الأسس، الأكوام، الدعامات، النمذجة تم إنشاء الهيكل وتحليله بواسطة برنامج ساب 2000، والذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة.

كلمات البحث: جسر السكك الحديدية، أعمدة الجسر، السكك الحديدية، أسس الجسر، جسر شبه الجاهزة، النمذجة

Abstract :

The aim of this thesis is to study a railway bridge belonging to the Mecheria Bayadh railway line in semi prefabricated concrete at pk1 + 225. We have pre-dimensioned this structure to obtain a bridge, able to meet as much as possible all the conditions imposed (economic, technical, environmental ...). Our study encompasses theory and practice in the design, calculation and projection of railway bridges. In order to study the structure and the various elements that make up, such as the deck, the foundations, the piles, the abutments, a modeling of the structure was made and analyzed by the SAP2000 software, which is based on element finished method.

Keywords: Railway Bridge, Bridge pier, Railway, Bridge foundations, Semi-prefabricated Bridge, Modeling

Table des matières

Dédicaces.....	i
Remerciements	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iii
ملخص.....	iii
Table des matières.....	iv
Liste des figures.....	vii
Liste des tableaux	ix
INTRODUCTION GENERALE :	1
CHAPITRE I : Généralités	2
I.1 Introduction:.....	2
I.2 Evolution des ponts :.....	2
I.3 Définition d'un pont :.....	3
I.4 Les différentes parties d'un pont :.....	4
I.5 Domaines privilégiés d'emploi et types d'ouvrages :.....	5
I.6 Pont à poutres :.....	6
I.7 Béton armé préfabriqué :.....	6
I.8 Les équipements des ouvrages :.....	7
CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET	8
II.1 Présentation de la ligne ferroviaire Mecheria Bayadh:.....	8
II.2 Présentation de l'ouvrage :	9
II.2.1 Justifications de choix de model :.....	9
II.2.2 Caractéristiques du projet :	10
II.2.3 Données géotechniques :	11
II.2.3.1 Programme de la reconnaissance géotechnique :.....	11
II.2.3.2 Investigations et résultats :.....	12
II.2.3.3 Résultat des essais pressionométriques :.....	14
II.3 Donnée sismiques :	15
II.3.1 Spectre de réponse élastique :.....	17
II.3.1.1 Composante horizontale :	17
II.3.1.2 Composante verticale :.....	18
II.4 Caractéristique des matériaux :.....	19
II.4.1 Le béton :	19
II.4.1.1 Poids volumique du béton :	19
II.4.1.2 Les caractéristiques mécaniques du béton :.....	19

Chapitre III : Définition de charge et surcharge.....	23
III.1.EVALUATION DES CHARGES :	23
III.1.1 Charge permanente.....	23
III.1.2 Actions variables :	24
III.1.2.1 Actions dues au retrait/fluage « RET+FLU ».....	24
III.1.2.2 Action de température :(TEMPER).....	25
III.1.2.3 Action du au remblai :	25
III.1.2.4 Surcharges sur remblai (Q pra) :	27
III.1.2.5 Action due à l’UIC :	27
III.1.3 charges accidentelles :	29
III.1.3.1 Action sismique :	29
III.1.3.2 Poussée sismique due au remblai ‘POUSDYN ‘	29
III.2 Combinaison d’action :	30
III.3 Combinaisons d’actions envisagées :	31
Chapitre IV : Modélisation de la structure et résultats	32
IV.1 les étapes du modélisation :	33
IV.2 Résultats :	38
IV.2.1 Les efforts dans la dalle :	38
IV.2.2 Les efforts dans la poutre :	39
IV.2.3 Les efforts dans les fondations :	39
IV.2.4 Les efforts dans les montants :	41
Chapitre V : Etude du tablier.....	43
V.1 Pré dimensionnement du tablier :	43
V.1.1 Longueur des travées :	43
V.1.2 Le tablier :	43
V.2 Pré dimensionnement des poutres :	43
V2.1 Nombre et espacement des poutres :	44
V.2.2 Epaisseur de l’hourdis Hr :	44
V2.3 Section de poutre :	44
V.2.3.1 Hauteur de la poutre :	44
V.2.3.2 Epaisseur de l’âme Ea :	44
V.2.3.3 Talons :	45
V. 3 Ferrailage des poutres :	47
V .3.1 Etude en phase de pose.....	47
V.3.2 Etude en phase de construction :	49
V.3.3 calcul des armatures transversales :	53

V.3.4. Ferrailage de l'hourdis :.....	54
Chapitre VI : Etude des appuis.....	59
VI.1 dimensions des montants :.....	60
VI.2 Ferrailage des montants :	62
VI.3 Vérification a l'effort tranchant :	66
Chapitre VII : Etude des fondations.....	68
VII.1 Interprétation de l'étude géotechnique :	68
VII.2 Mode de fondation :	68
VII.3 Dimensions des semelles de fondation :	69
VII.4 Ferrailage des semelles :.....	69
VII.5 Vérification a l'effort tranchant :	74
VII.6 Vérification déplacement-contrainte au sol :	76
Chapitre VIII: les équipements du pont.....	77
VIII.1 Introduction :	77
VIII.2 Les Trottoirs, pistes cyclables et mur garde ballast :.....	78
VIII.3 Mur garde ballasts :	78
VIII.4 Dispositif d'éclairage :.....	79
VIII.5 Chape d'étanchéité :	79
VIII.6 Les corniches :.....	80
VIII.7 Dispositifs de retenue pour les ponts :.....	80
VIII.8 Evacuation des eaux :	82
Chapitre IX : La préfabrication.....	83
IX.1 Matériaux de construction :.....	83
IX.2 Procédure de fabrication :	84
IX.3 Les phase de construction :	85
IX.4 Esthétique des ponts préfabriqués.....	88
IX.5 Les avantages et inconvénients :	89
Conclusion générale	92
Références bibliographiques	93

Annexes

Listes des figures

Figure I.1 : Structure général d'un pont	2
Figure I.2 : les différents types de fondations.....	4
Figure II.1 : Plan de situation de la ligne ferroviaire	8
Figure II.2 : Extrait de la zone d'étude a partir de Google Earth.....	9
Figure II.3 : Tracé en plan de la croisement.....	10
Figure II.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	15
Figure III.1 : Diagramme de chargement de remblais sur les montants	26
Figure III.2 : Diagramme de chargement de remblais sur les semelles	26
Figure III.3 : Diagramme de surcharge horizontale de remblais	27
Figure III.4 : Disposition du système UIC.....	27
Figure IV.1 : Tableau de modèle (SAP 2000).....	34
Figure IV.2 : Tableau d'espacement d'échelle.....	34
Figure IV.3 : Définition des charges.....	35
Figure IV.4 : Définition des combinaisons.....	35
Figure IV.5 : Définition des matériaux.....	36
Figure IV.6 : Définition des lignes de chargement.....	36
Figure IV.7 : Vue 3D du modèle (SAP2000).....	37
Figure IV.8 : Moments fléchissant de la dalle.....	38
Figure IV.9 : Moments fléchissant d'un portique de pont.....	39
Figure V.1 : Vue en plan du tablier.....	43
Figure V.2 : Dimensions de la poutre.....	46
Figure V.3 : Vue en plan de la poutre.....	46
Figure VI.1 Dimensions du montant.....	61
Figure VII.1 : Vue en plan de la semelle.....	69
Figure VIII.1 : Equipements d'un pont.....	78
Figure VIII.2: Une partie des équipements d'un pont.....	79
Figure VIII.3 : Dispositif de retenue et corniche du pk 7 Mecheria.....	81
Figure IX.1 : Centrale a béton.....	85
Figure IX.2 : Vue 3D d'une poutre et un montant	85
Figure IX.3 : Pose des montants.....	86
Figure IX.4 : Clavetage inferieure	86

Figure IX.5 : Clavetage supérieure.....	87
Figure IX.6 : Pose des poutres.....	87
Figure IX.7 : Coulage de la dalle.....	88

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Coupe géologique du sondage ‘montant de rive1’	12
Tableau II.2: Coupe géologique du sondage ‘montant de rive 2’	13
Tableau II.3 : Coupe géologique de Sondage montant central	13
Tableau II.4 : Résultats des essais pressiométrique	14
Tableau II.5 : Classification des ponts	16
Tableau II.6 : Coefficients d’accélération de zone	16
Tableau II.7 : Classification des sites	17
Tableau II.8 : Valeurs de T1,T2 et S pour la composante horizontale	18
Tableau II.9 : Valeurs de T1,T2 et S pour la composante verticale	19
Tableau III.1 : Notations des combinaisons d’action	30
Tableau IV.1 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants de la dalle ..	38
Tableau IV.2 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants de la poutre	39
Tableau IV.3 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants de la poutre	39
Tableau IV.4 : Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle de rive	39
Tableau IV.5 : Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle de rive	40
Tableau IV.6 : Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle de rive	40
Tableau IV.7 : Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle centrale	40
Tableau IV.8 : Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle centrale	40
Tableau IV.9 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant de rive	41
Tableau IV.10: Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant de rive	41
Tableau IV.11 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant central	41
Tableau IV.12 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant central	42
Tableau V.1 : Les résultats des moments fléchissant	48
Tableau V.2 : Les résultats des moments fléchissant et efforts normaux en appui (sap 2000)	49

Tableau V.3 : Les résultats des moments fléchissant et des efforts normaux en travée (sap 2000).....	50
Tableau V.4 : Les résultats des moments fléchissant, des efforts normaux et tranchants en travée.....	50
Tableau V.5 : Résultats de ferrailage de la poutre.....	54
Tableau V.6 : Les résultats des moments fléchissant.....	54
Tableau V.7 Résultat de ferrailage de la dalle.....	58
Tableau VI.1 Résultats de ferrailage des montants.....	65
Tableau VII.1 Résultats de ferrailage des semelles.....	74
Tableau IX.1 : Devis estimatif pour ouvrage pk 1+225.....	90

INTRODUCTION GENERALE :

La construction des ponts est un défi pour l'ingénieur par le choix du type de conception de l'ouvrage qui s'adapte avec les caractéristiques naturelles et l'obstacle à franchir, tout en répondant aux exigences du maître d'ouvrage dont notamment la sécurité vis-à-vis de la stabilité, la qualité requise et moyennant un coût optimal.

Dans le domaine des ouvrages d'art, un pont peut avoir différentes types structurelles, différents matériaux de construction et des formes architecturales très variées.

Notre projet de fin d'études concerne l'étude d'un pont ferroviaire en béton armé du type semi-préfabriqué (préfabrication et clavetage). Le mémoire de notre projet comprend 9 chapitres :

- Le premier chapitre présente un historique du développement des ponts ainsi que les différents éléments qui constituent un pont.
- Le deuxième chapitre est basé sur la présentation de l'ouvrage étudié ainsi que ses différentes caractéristiques.
- Le troisième chapitre définit les différentes actions dont les charges et surcharges que subit l'ouvrage.
- Le quatrième chapitre concerne les différentes étapes de modélisation et les interprétations des sollicitations dont les valeurs remarquables des moments fléchissants, des efforts tranchants et des efforts normaux dans les différents éléments de la structure.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'étude du tablier en commençant par un pré-dimensionnement du tablier (dalle et poutre) puis la détermination des armatures ainsi qu'une vérification des sections fondamentales.
- Les sixième et septième chapitres sont consacrés à l'étude des appuis ; pré-dimensionnement des montants, fondations et leurs ferraillements.
- Le huitième chapitre présente les équipements nécessaires pour notre pont, y compris l'étanchéité, le dispositif d'éclairage, les bordures et trottoirs...
- Le neuvième chapitre est consacré essentiellement à la préfabrication y compris les matériaux et les différentes phases de construction de notre pont.

Enfin on termine notre mémoire avec une conclusion générale qui présente une synthèse relative à l'ensemble des aspects de notre étude.

CHAPITRE I : Généralités

I.1 Introduction:

Pour l'évolution de son mode de vie, L'homme a toujours voulu enrichir son environnement par des constructions importantes pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : **comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service ?**

Il est également indispensable de bien veiller à la réalisation des ouvrages ayant des formes et des proportions permettant une insertion satisfaisante du projet.

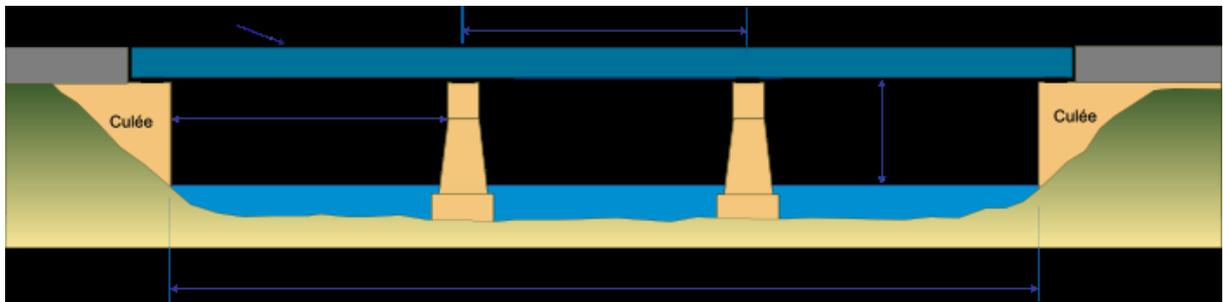


Figure I.1 : structure générale d'un pont

I.2 Evolution des ponts :

Depuis des décennies, l'homme a franchit les brèches grâce à des gués ou des bacs, Même si cela rallonge souvent son chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était d'une grande difficulté et demande tout un art.

Les ponts antiques, construits en bois, ne résistaient pas aux intempéries. Ils étaient réservés au franchissement d'obstacles naturels comme les cours d'eau. Les ponts de pierre remontent à une très haute antiquité. Ils étaient constitués de travées droites en bois reposant sur des piles en maçonnerie faites de briques cuites. L'emploi de voûtes en pierre a vraisemblablement pris naissance en Asie. Ainsi les romains ont édifié de robustes ponts en plein cintre reposant sur des piles épaisses.

Ils ont construit de nombreux ouvrages, notamment en Gaule. Certains subsistent encore comme le pont du Gard. Beaucoup ont été détruits à cause de la faiblesse de leurs fondations.

Au Moyen-âge, un nombre considérable d'ouvrages aux formes variées et hardies apparaît, le plus célèbre étant le pont d'Avignon, certains sont encore en service et supportent de lourdes charges. Au lieu des larges dalles ajustées par les romains, ils utilisent t des pierres plus petites, mais calibrées. Par la suite, les procédés de construction s'améliorent et notamment les fondations. Il reste de cette période le Pont Notre-Dame (1500-1507) et le Pont Neuf (1578-1606) à Paris.

C'est au XVIIIème siècle que la construction des ponts en maçonnerie évolue. Les piles sont plus légères, les voûtes plus nombreuses et les ponts plus bas, comme le pont de la Concorde à Paris construit entre 1787 et 1792 ; à la fin du siècle apparaissent les premiers ponts en fonte.

Dès le XIXème siècle, l'invention du chemin de fer a entraîné un développement sans précédent des transports. Les ponts se multiplient. Les ponts métalliques apparaissent, comme le Viaduc de Garabit de Gustave Eiffel et les ponts suspendus. Le XXème est le siècle du béton. L'apparition du béton armé puis du béton précontraint rend les ingénieurs de plus en plus audacieux. Le plus spectaculaire est le pont de Normandie. Conçu par les services techniques de l'équipement (le SETRA) et la DDE de Seine-Maritime, c'est l'un des plus longs ponts à haubans du monde : 856 m de portée centrale et 2,200 km de longueur. Ses deux pylônes font 214 mètres, soit la hauteur de la Tour Montparnasse à Paris (56 étages). La circulation des cargos du port de Rouen imposait un franchissement de plus de 50 m au-dessus des eaux. Après les résultats de six ans de travaux, c'est devenu un produit de haute technologie par ses méthodes de construction et ses matériaux sophistiqués jusqu'à la forme de son tablier en aile d'avion, lui permettant de défier les vents de plus de 250 km/h.

Les grands ouvrages sont systématiquement étudiés avec l'aide d'un architecte spécialisé, aussi bien du point de vue esthétique qu'environnemental. [3]

I.3 Définition d'un pont :

Un pont est un point de passage, réalisé pour franchir un obstacle, un oued, une rivière, une autre route ... en passant au-dessus de cet obstacle. Un pont est construit pour y faire passer un canal, une route, des canalisations ...etc.

Un pont peut aussi être provisoire, démontable, dépliable, illustré par les ponts bateau, dépliables pour les militaires ...

I.4 Les différentes parties d'un pont :

I.4.1 Les fondations :

Les Fondations sont une partie d'un ouvrage assurant la transmission des charges entre l'appui et le sol.

On distingue généralement 3 types :

- Fondations superficielles sur semelle ou radier
- Fondations semi-profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux ou barrette)

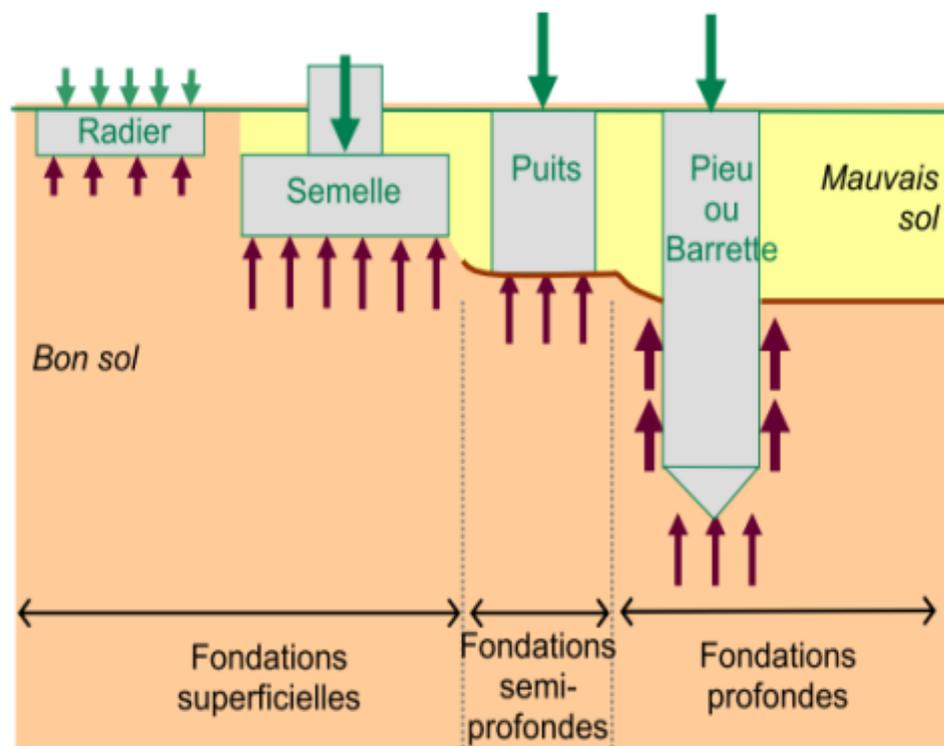


Figure I.2 : les différents types de fondations

I.4.2 Les appuis :

Il existe deux types d'appuis :

- les appuis intermédiaires ou piles
- les appuis de rive ou culées

I.4.2.1 Les piles :

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier .entre les deux culées. Elles se composent d'un corps ou fut quicomporte à sa partie supérieure r un sommier ou un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

I.4.2.2 Les culées

La culée est un appui d'extrémité ou de rive destinée à supporter les actions du tablier ainsi que les effets des remblais d'accès à l'ouvrage.

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée) au-dessus de la brèche à franchir. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

Il existe plusieurs types de tabliers :

- Les tabliers en dalle,
- Les tabliers à poutres sous chaussée,
- Les tabliers à poutres latérales,
- Les tabliers en caisson,
- Les tabliers métalliques

I.5 Domaines privilégiés d'emploi et types d'ouvrages :

En fonction des portées des travées principales, de la géométrie de la brèche ou du tracé de l'ouvrage, certains types de structures ou certaines méthodes de construction peuvent être privilégiées.

Entre 5 et 25 m → voutes en maçonnerie, dalles pleines en béton armée ou précontraint, poutres en béton armé.

Entre 25 et 60 m → poutres en béton précontraint ou poutre mixte acier-béton de hauteur constante, de section rectangulaire ou en I.

Entre 60 et 150 m → poutres en béton précontraint de section en caisson ou poutres mixtes acier-béton en caisson ou en I, de hauteur variable.

Entre 150 et 250 m → poutres en béton précontraint de section en caisson à rendement amélioré, ou poutre mixte acier-béton en caisson de hauteur variable.

Entre 250 et 900 m → ponts a haubans (avec tablier en béton précontraint jusqu'à 500 m, avec tablier métallique jusqu'à 900 m).

Entre 900 et 2500 m → ponts suspendus à tablier métallique.[4]

I.6 Pont à poutres :

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Ils exercent des réactions sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.[7]

I.6.1 Pont a poutres en béton armé :

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisées transversalement par des voiles en béton armé formant entretoise. La couverture (le hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : les tabliers à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre).

Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant des routes et autoroutes sont de ce type.[7]

I.7 Bétonarmé préfabriqué :

La construction avec des éléments en béton préfabriqué offre de nombreux avantages allant de la qualité élevée aux gains de temps sur le chantier en passant par la fabrication contrôlée à l'usine plus qu'il est moins coûteux. La technique de liaison joue à ce titre un rôle essentiel. Qu'il s'agisse du transport ou de l'installation des éléments en béton préfabriqué, ces derniers doivent tenir leurs promesses de manière sûre et fiable. La technique d'armature dans les éléments en béton préfabriqué est tout aussi importante pour une tenue solide.

I.8 Les équipements des ouvrages :

- Chape d'étanchéité
- Chaussée
- Trottoirs ou passages de service
- Dispositifs de sécurité (barrière, glissière ou garde corps)
- Corniches ou corniches caniveaux
- dispositifs d'éclairage
- Gargouilles ou dispositifs d'assainissement
- Appareils d'appui
- Joints de chaussée
- Mur garde ballast

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1 Présentation de la ligne ferroviaire MecheriaBayadh:

Dans le cadre de la modernisation des rails en Algérie, cette dernière a connu une augmentation considérable du nombre de passagers, ce qui a engendré une insuffisance des moyens du transport. Pour y remédier, on est amené à élargir un nouveau réseau ferroviaire, autoroutes, trémies et des ponts.

Mecheria (wilaya de Naâma) et El Bayadh ont bénéficié d'une ligne ferroviaire d'une distance de 130 kilomètres. La réalisation de 17 ouvrages d'art le long de cette ligne est achevée, a-t-on fait savoir, ajoutant que les travaux de 5 ponts se poursuivent à un bon niveau de même que ceux de 200 points de drainage d'eau le long du tracé du projet qui traversera la wilaya de Naâma sur une distance de 35 km. La vitesse du train qui va assurer deux arrêts à El Bayadh et Tismouline est de 220 km/h.

Il sera doté de moyens de liaison et d'un réseau de télécommunications avec la réalisation d'une ligne de fibres optiques.

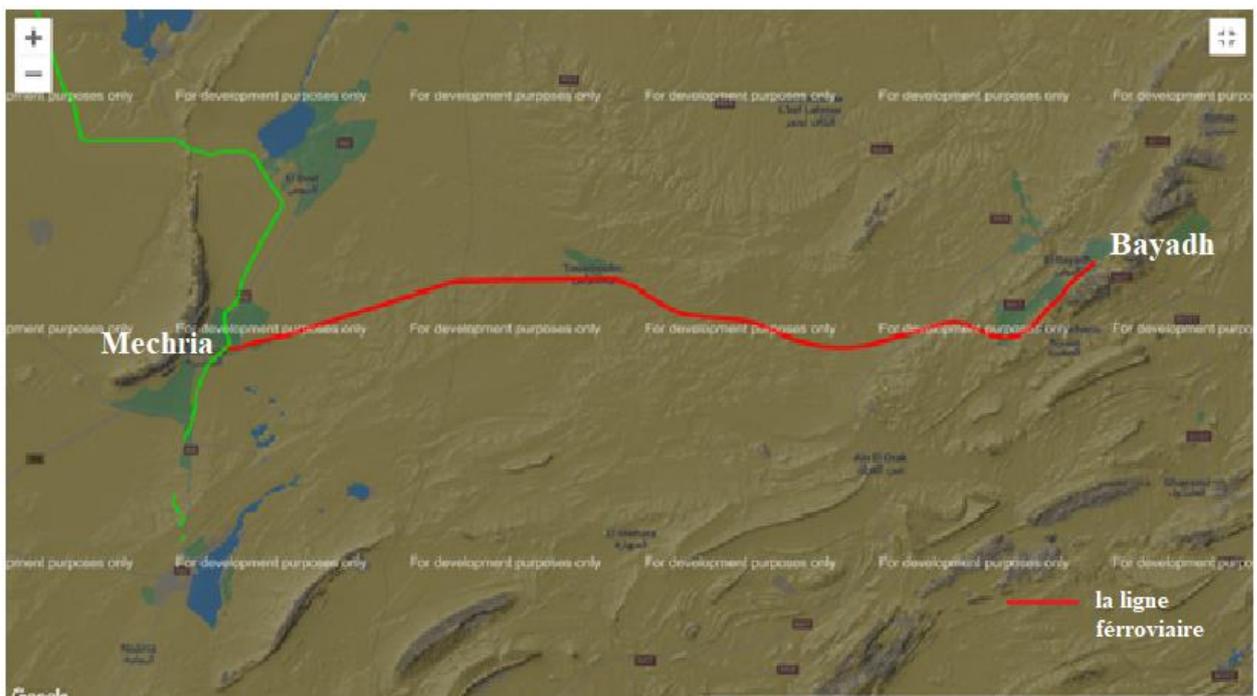


Figure II.1 : Plan de situation de la ligne ferroviaire

II.2 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un pont portique à deux travées devant servir au passage de la ligne ferroviaire franchissant un dédoublement de la RN6 à 63.54 grade par rapport à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

Le pont projeté supportera 2 voies ferrées situées au P.K 1+225 sur la nouvelle ligne ferroviaire entre Mecheria et El Bayadh sur un linéaire de 130 km.

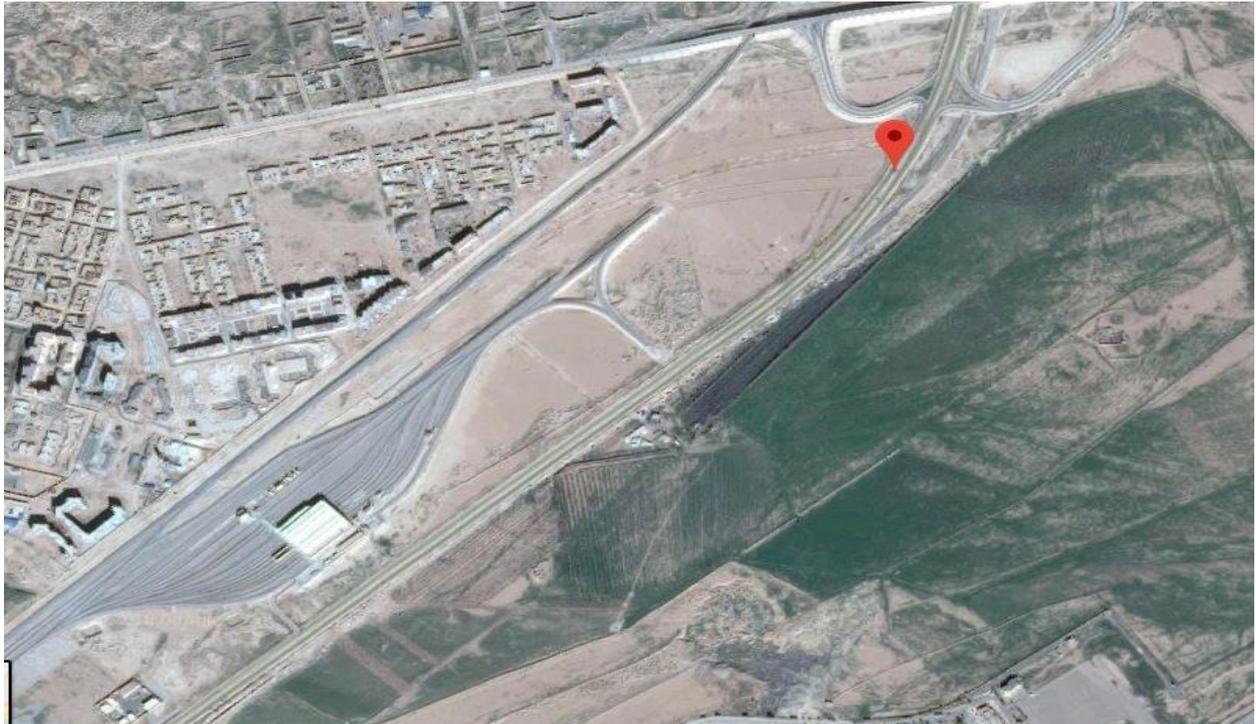


Figure II.2 : Extrait de la zone d'étude a partir de Google Earth

II.2.1 Justifications de choix de model :

Le maitre de l'ouvrage a exigé la construction d'un pont dalle, ce qui est difficile à réaliser vu les contraintes présents sur le terrain, mais aussi du coté de la réalisation , ce qui a amené les ingénieurs à concevoir des poutres préfabriqués de formes spéciales qui apparaissent comme une dalle au dessous du tablier ,et parmi les contraintes existantes, le maitre d'ouvrage exige un gabarit de 6 mètres, et si justement nous plaçons des poutres suivant la ligne, la longueur va s'élargir à 18 mètres ce qui va provoquer l'augmentation de la hauteur du gabarit et sa réduction .

Parmi les solutions proposées c'est de réduire l'attitude de la route, mais ils sont exigés de ne pas toucher à la route pour la continuité de la circulation des véhicules.

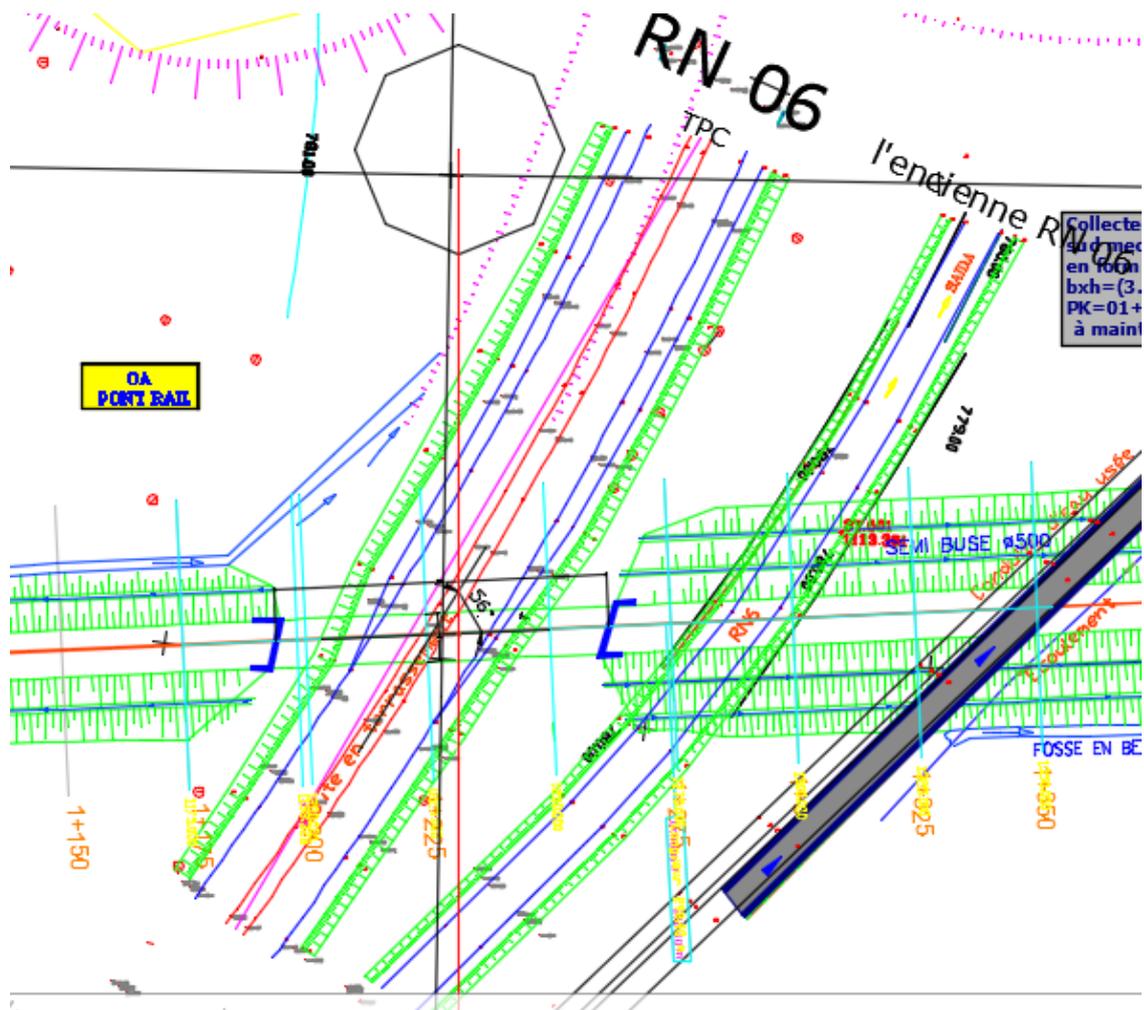


Figure II.3 : Tracé en plan de la croissement

II.2.2 Caractéristiques du projet :

- Gabarit minimum de 6.0m (exigé par le maître de l'ouvrage)
- La distance entre axe de deux voies ferroviaires égale 4.20m
- Largeur du tablier et de 2*13,90m
- Le tablier se compose de 28 poutres préfabriquées en BA avec talon ayant h=1.00m, une largeur de 13,90 m ; la dalle hourdis en BA (ep=20cm) coulée en place.
- Les appuis ou culées seront constitués par des montants en BA (ep=0.80m) semi préfabriqués liaisonnés en fondation et en tête au moyen de béton coulé en place « clavetage ».
- Les fondations seront superficielles coulées en place (selon le rapport géotechnique).
- La ligne ferroviaire est oblique à 56.4817 ° par rapport au tablier.

II.2.3 Données géotechniques :

Dans l'objectif de l'interprétation de l'étude géotechnique de cet ouvrage nous allons utiliser les résultats de la reconnaissance de sol par l'aperçu géologique de la zone, l'investigation géotechnique in situ, essais et analyses au laboratoire.

Le processus de reconnaissance du sol est une opération majeure qui doit être établie est prise en considération vu son importance et son indispensabilité, cette reconnaissance permet :

- Définition du cadre géologique, hydrogéologique et topographique général du site étudié et prise en compte des avoisinants du projet.
- Définition des aléas existants vis-à-vis des risques naturels : détection des cavités, stabilité général d'un site (par rapport au glissement de terrain par exemple), sismicité.
- Définitions des terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenus des talus et parois des fouilles.
- Définition de l'influence de circulations d'eaux souterraines, agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons.
- Définition de l'influence de la nature et de la répartition des formations géologiques sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage : détermination des sollicitations que sont capables de reprendre ces formations en fonction des projets, définition des types de fondations à envisager et évaluation des tassements sous ouvrages.
- Définition de l'incidence sur l'environnement avoisinant le projet : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liés aux futurs travaux.

II.2.3.1 Programme de la reconnaissance géotechnique :

Le programme d'investigation géotechnique réalisé sur la base du détail indicatif des exigences géotechniques mis à sa disposition comporte :

- 1) Deux sondages carottés de 15m de profondeur sous les deux culées avec prélèvement d'échantillons pour la description géologique et l'analyse géotechnique
- 2) 01 sondage pressiométrique de 15 m de profondeur sous la pile dans lequel ont été réalisés des essais pressiométriques à différents niveaux.
- 3) Les essais géotechniques de laboratoire réalisés sur les échantillons intacts et paraffinés extraits des sondages carottés, à savoir :

Les essais géotechniques d'identification comprenant les mesures des densités sèche et humide du sol, de la teneur en eau, des limites d'atterberg et l'analyse granulométrique et sédimentométrique du sol ainsi que la teneur en carbonate de calcium du sol.

II.2.3.2 Investigations et résultats :

Les résultats obtenus des 3 sondages carottés ont donné les résultats suivants :

N° de la couche	Epaisseur en m	Nature du sol
1	0.0m a 0.2m	Terre végétale
2	0.2m a 5.0m	Encroûtement de calcaire rosâtre compacte mi-dur tufacéa partir de 1.00m et peux argileux a partir de 1.5ml
3	5.0m a 8.3m	Argile limoneuse rougeâtre pâteuse
4	8.30m a 15.00m	Conglomérat noyés dans une argile a partir de 11.00m

Tableau II.1 : Coupe géologique du sondage 'montant de rive1'

N° de la couche	Epaisseur en m	Nature du sol
1	0.00m a 0.20m	Terre végétale
2	0.20m a 1.40m	Encroutement de calcaire tufacé.
3	1.40m a 5.00m	Argile limoneuse rougeâtre et concrétionnée pâteuse.
4	5.00m a 15.00m	Conglomérat noyés dans une argile rougeâtre a partir de 5.00met bien cimenté entre elle et peu poreuse entre 8.80 m et 12.00m

Tableau II.2: Coupe géologique du sondage ‘montant de rive 2’

N° de la couche	Epaisseur en m	Nature du sol
1	0.00m a 0.40m	Couche de GB +BB
2	0.40m a 0.90m	Remblai sableux –graveleux
3	0.90m a 9.30m	Encroutement de calcaire rosâtre compacte mi-dur tufacéavec une fine passée de grés brun entre 8.00m et 8.20m
4	9.30m a 15.00m	Argile rougeâtre conglomératique

Tableau II.3 : Coupe géologique de Sondage montant central

II.2.3.3 Résultat des essais pressiométriques :

Plages des pressions	Nature du sol	Catégories du sol
Limites PL(bars)		
Moins de 12	Argile	Catégorie I
Moins de 7	Limon	
18-40	Argile raide et marne	Catégorie II
12-30	Limons compacts	
4-8	Sable compressible	
10-30	Roche tendre ou altéré	
10-20	Sable et gravier	Catégorie III
40-10	roche	
30-60	Sable et gravier	Catégorie III bis
	Très compact	

Tableau II.4 : Résultats des essais pressiométrique

N° du sondage pressionométrique : Sp

Profondeur : 11 :00m

Nature de formation : argile rougeâtre conglomératique

PI* : 0.90 MPa

Em : 78.7 MPa

Em/PI* :87.5

Conclusion :

La contrainte admissible du sol préconisé par le Laboratoire est de 2.5 bars.

II.3 Donnée sismiques :

D'après le règlement parasismique applique aux domaine des ouvrages d'art(RPOA 2008)l'Algérie est divisé en 5 zone de sismicité :

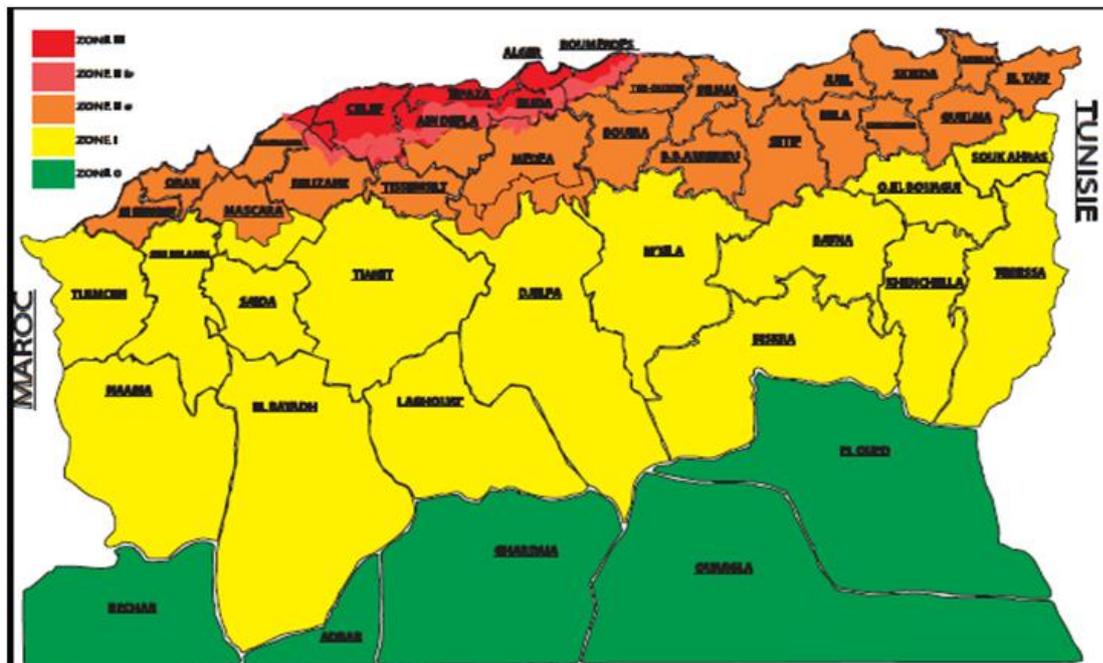


Figure II.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

- ZONE III : très élevée
- ZONE IIb : élevée
- ZONE IIa : moyenne
- ZONE I : faible
- ZONE 0 : négligeable

Classification des ponts :

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau II.5 : Classification des ponts**Le coefficient d'accélération A**

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau II.6 : coefficients d'accélération de zone

Classification des sites RPOA :

Site	Type de sol
S1	Sol rocheux
S2	Sol ferme
S3	Sol meuble
S4	Sol très meuble

Tableau II.7 : Classification des sites

L'évaluation de l'action sismique à été effectuée moyennant l'hypothèse définie ci-après :

.Zone sismique : 1 (Naâma /Bayadh)

. Groupe du pont : 1

. Sol-considéré meuble site S3

La valeur de coefficient d'accélération A pour une période d'un siècle et : A=0,15

II.3.1 Spectre de réponse élastique :**II.3.1.1 Composante horizontale :**

Le spectre de repense élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et de taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$Sae(T, \zeta)(m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g: accélération de la pesanteur ($g=9,81\text{m/s}^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau II.6)

S : coefficient de site

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site

ζ : taux d'amortissement

Pour béton armé : $\zeta = 5 \%$

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta=\sqrt{7/(2 + \zeta)}$).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau II.8 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

II.3.1.2 Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ($\eta = 1,0$) par :

$$Sae^v(T)(\text{m/s}^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{1,5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \alpha Ag \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & 3,0s \leq T \end{cases}$$

α : coefficient qui tien compte de l'importance du composante vertical en zone de forte sismicité :

$\alpha=0.7$ pour les zone sismique I ,IIa ,IIb et 1.0 pour la zone sismique III .

g: accélération de la pesanteur ($g=9,81\text{m/s}^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau II.6)

S : coefficient de site

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.4	0.4

Tableau II.9 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

II.4 Caractéristique des matériaux :

Le choix des types des matériaux de constructions d'un pont est une phase très important dans la conception et le calcul d'un pont

II.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Il est défini par la résistance de compression à 28 jours « f_{c28} » et une masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$. Le dosage du béton est de 350 kg/m^3

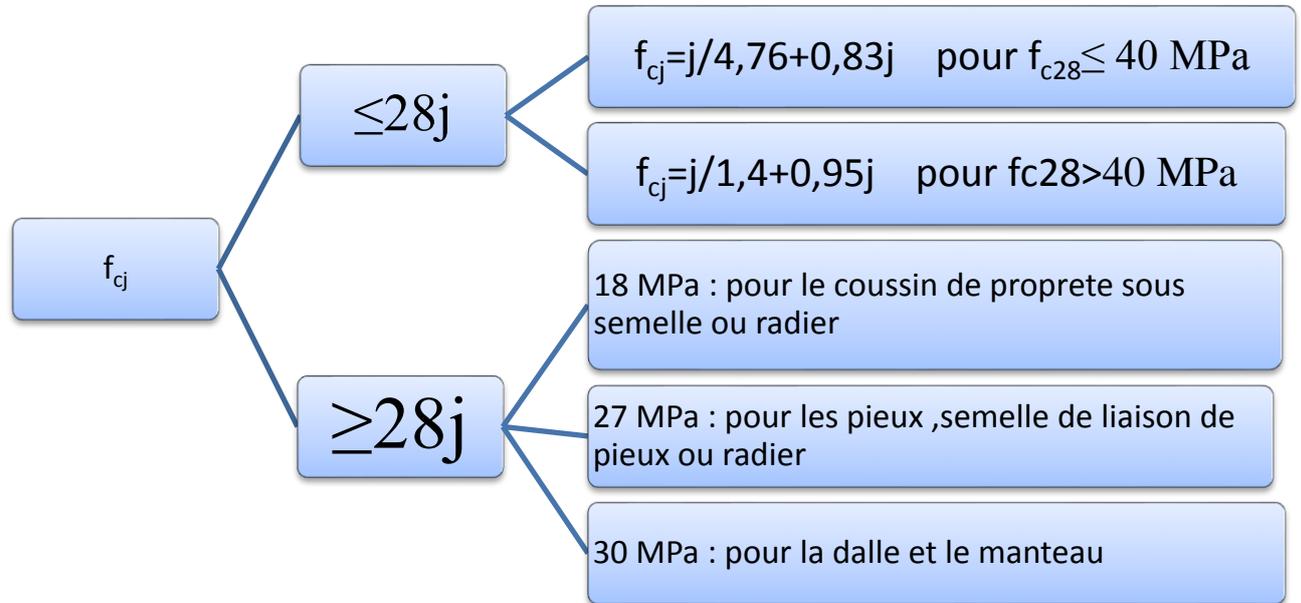
II.4.1.1 Poids volumique du béton :

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

II.4.1.2 Les caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de j jours on a :



b) Résistance a la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_c$$

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa)} \\ 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa)} \end{cases}$$

❖ Contrainte a l'état limite ultime ELU :

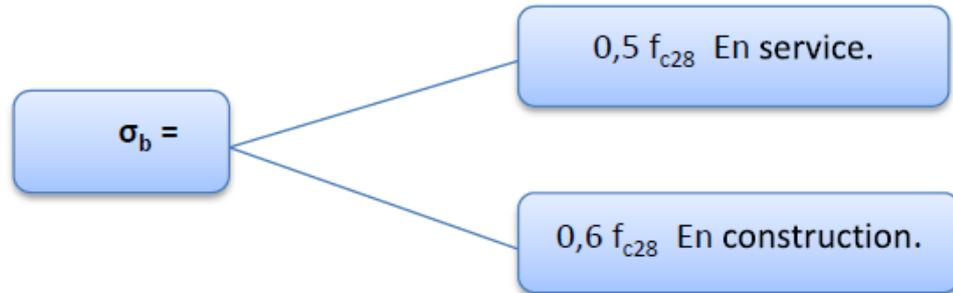
- $f_{bu} = 0,85 \times f_{cj} / \gamma_b$

➤ $\gamma_b = 1,5$ ouvrage fini (*ensituation durables ou transitoires*)

➤ $\gamma_b = 1,15$ ouvrage en construction (*situations accidentelles*)

❖ **Contrainte a l'état limite service ELS :**

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique :



c) **Déformation du béton :**

❖ **Module de déformation longitudinal « E » :**

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés comme suit :

Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée < 24h) :

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Module de déformation différée E_{vj} (longue durée > 24h) :

$$E_{tj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

❖ **Déformation transversale G :**

Elle est exprimée par la formule suivante :

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

Où

ν : est le coefficient de poisson

E : représente le module élastique longitudinal

❖ **Coefficient de poisson :**

$v = 0.20$ pour un béton non fissuré

$v = 0$ pour un béton fissuré

II.4.2 Acier

❖ **La limite élastique :**

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (HA) de classe **FeE50 type 1**, sa limite élastique égale à $f_e = 500$ MPa .et des acier ronds lisses adhérence (adx) ou sa limite élastique égale a $f_e = 240$ MPa.

II.4.2.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

Dans les calculs à l'ELU on ajoute un coefficient γ_s tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ en situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

❖ **Contraintes admissibles :**

A L'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

A l'ELS :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable) pour le tablier}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 228,63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable) pour l'infrastructure}$$

Chapitre III : Définition de charge et surcharge

Définition :

L'objet de notre projet est de dimensionner les différentes parties de notre pont ferroviaire ou on va calculer les différentes charges et surcharges appliquées sur notre pont.

III.1.EVALUATION DES CHARGES :

Pour l'étude de l'ouvrage Pont-rail, il a été considéré les charges suivantes qui sont de 3 natures :

- Charges permanentes
- Charges variables
- Charges accidentelles

III.1.1 Charge permanente

❖ Action du poids propre de l'ouvrage « DEAD » :

PP=cette charge sera calculée automatiquement par le logiciel sap2000 par le poids spécifique du béton $\gamma_b=25\text{KN/M}^3$ et inclus le poids propre de la dalle, des poutres, des montants, et des semelles avec les différents clavetages.

❖ Poids du ballast+ rails+Traverse+remblais/dalle « PBRT »:

Cette action permanente est due aux charges suivantes :

- Poids du ballast (ép =80cm ; $\gamma_{bal}=17\text{KN/m}^3$)
 $17 \times 0,8 = 13,6 \text{ KN/m}^2$
- Armement de la voie (rails+traverses)
 5KN/m^2
- Poids remblais sur dalle ep=1.2m
 $18 \times 1,2 = 21,60\text{KN/m}^2$
- PBRT= $13,6+5+21,60 = 40,20\text{KN/m}^2$

N.B : cette charge sera disposée sur une bande de 9.74m de largeur.

❖ **Poids du a la superstructure « SUPERS »:**

- Cette action correspond aux poids des trottoirs corniche et caniveau :
- Trottoirs + corniches+ caniveau :
 $0.615 \times 32,84 = 14,75 \text{ KN/m}^2$
- Gardes corps 1,5KN/ml
 $1.5 \div 1.7 = 0.88 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la superstructure
 $14,75 + 0,88 = 15,63 \text{ KN/m}^2$

N.B : la charge de la superstructure sera appliquée sur la zone des 2 trottoirs.

III.1.2 Actions variables :

III.1.2.1 Actions dues au retrait/fluage « RET+FLU »

a) retrait :

N.B : on admettra 40% seulement :

$$D\epsilon_r = (1 - 0,60) \times (\epsilon_{r0}) \times L \quad \text{avec } \epsilon_{r0} = 3,5 \cdot 10^{-4}$$

Et $L = 27,60 \text{ m}$

$$\rightarrow D\epsilon_r = 96,6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

b) fluage :

N.B : on admettra 60% seulement :

$$D_{fl} = \frac{\% \times 2,5 \times \sigma_b \times L}{E_{bc}}$$

$$D_{fl} = 0,6 \times 2,5 \times 7 \times 27,60 / (32,16 \times 10^3) \quad \text{avec } E_{bc} = 32,16 \times 10^3 \text{ MPa}$$

Et $\sigma_b = 7 \text{ MPa}$

$$\Delta r_f = D\epsilon_r + D_{fl}$$

$$\Delta r_f = (90 + 96,6) \times 10^{-4} = 186,6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Un déplacement en tête d'appui de $99 \times 10^{-4} \text{ m}$ engendra un effort de 33 KN sur 13,8m

$$33 \div 13,8 = 2,4 \text{ kN/ml}$$

III.1.2.2 Action de température :(TEMPER)**a) Variation uniforme :**

Cette action est due à la variation uniforme de température du tablier et sera considérée avec une variation linéaire +/- 25°C.

Nous tiendrons compte de l'effet d'un raccourcissement au niveau des combinaisons d'action.

b) Gradient thermique :

Cette action est due à la variation de température entre l'extérieur et l'intérieur et il sera adopté une valeur de +/- 7°C.

N.B : coefficient dilatation : $\alpha = 10e-5$

III.1.2.3 Action du au remblai :**a) poussée des terres «POUSTERRE » :**

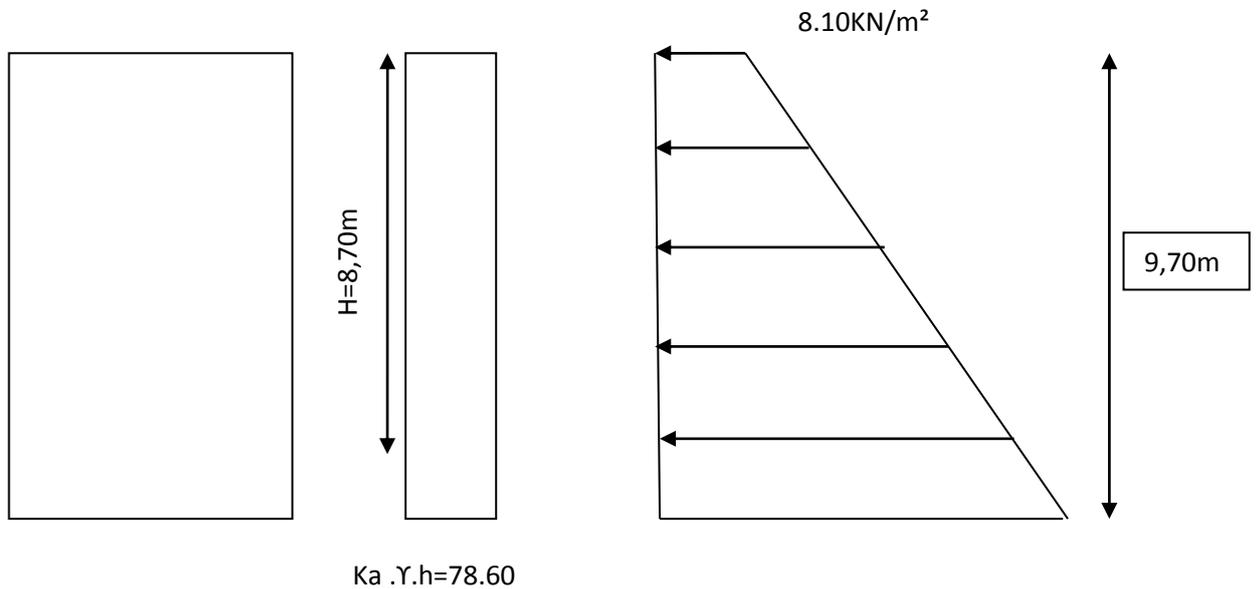
Cette action s'exerce horizontalement sur les montants.

S'agissant d'un pont portique assez rigide on considérera :

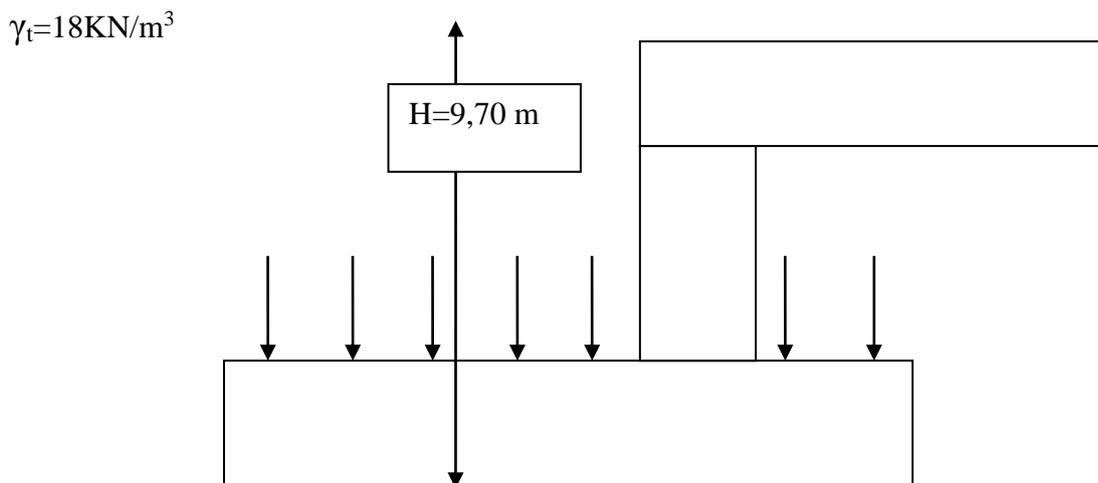
$$Z=0 \Rightarrow \sigma = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

$$\sigma = 0.45 \cdot 18 \cdot 1 = 8.10 \text{ kn/m}^2 \quad \text{on a : } k_a = k_o = 0.45 \text{ et } \gamma = 18 \text{KN/m}^3$$

$$18 \cdot 0.45 \cdot 9.70 = 78.60 \text{kn/m}^2$$

Diagramme de chargement**Figure III.1 : Diagramme de chargement de remblais sur les montants****b) Poids des remblais « REMBLAI »**

Cette action s'exerce verticalement sur les patins des semelles

**Figure III.2 : Diagramme de chargement de remblais sur les semelles**

Patin arrière : $18 \times 9,70 = 174,60 \text{ KN/m}^2$

Patin avant : $18 \times 1 = 18 \text{ KN/m}^2$

III.1.2.4 Surcharges sur remblai (Q pra) :

a) Action vertical (SURCHREMBLAI)

La surcharge du remblai $q=10\text{KN/m}^2$ sur patin arrière.

b) Action horizontale (POUSURCH)

$$q=10\text{KN/m}^2 \rightarrow q_h=ka \times q=0,45 \times 10=4,5\text{KN/m}^2$$

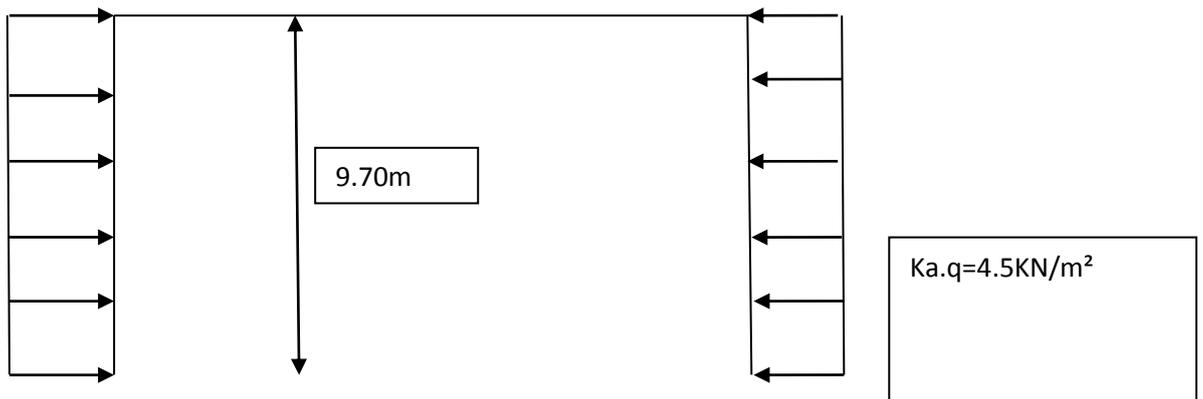


Figure III.3 : Diagramme de chargement horizontal du remblai

III.1.2.5 Action due à l'UIC :

Il s'agit de la surcharge d'exploitation à disposer sur le pont rail et qui est défini par le schéma des charges de l'UIC.

Ce chargement est caractérisé par des forces ponctuelles (250Kn) qui représentent la locomotive et une charge répartie (80KN/m) due aux wagons tel que représentés ci-après :

a) Chargement « UIC » :

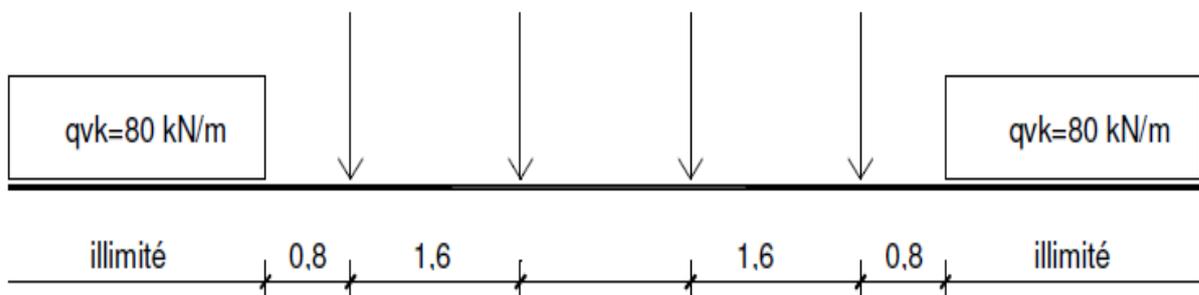


Figure III.4 : Disposition du système UIC

Coefficients dynamiques :

Vis-à-vis du moment fléchissant :

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{L-0,2}} + 0.73 \quad \text{Avec } L= 13,90 \times 1,2 = 16,70 \text{ m}$$

$$\Phi = 1.28$$

Vis-à-vis des efforts tranchants :

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{L-0,2}} + 0.82$$

$$\Phi = 1,20$$

b) freinage et /ou accélération « FREIN+ACC » :

L'action due au freinage est donnée par :

$$\circ \quad Q_{fr} = 20 \times L = 20 \times 35,95 = 719 \text{ KN}$$

L'action due a l'accélération s'exprime par :

$$\circ \quad Q_{ac} = 33 \times L = 33 \times 35,95 = 1186,35 \text{ KN}$$

N.B : Cette charge s'exercent comment une charge uniformément répartie sur les lignes AXE1 et AXE2 des 2 voies

$$1186,35 + 719 = 1905,35 \text{ KN}$$

$$1905,35 / 2 = 952,70 \text{ KN/voie}$$

- Soit pour un nombre de nœud = 24 sur une longueur L = 35,95 m
la force par nœud $952,70 / 24 = 39,69 \text{ KN/nœud}$

c) Surcharges UIC sur les montants : « SUR UIC » :

$$\text{Poussée} = Q_{uic} \times k_a = 80 \times 0.45 \text{ KN/m}^2$$

N.B : cette action étant répartie uniformément sur les montants.

III.1.3 charges accidentelles :

III.1.3.1 Action sismique :

L'évaluation de l'action sismique à été effectuée moyennant l'hypothèse définie ci-après :

Données sismique :

- Zone sismique : 1 (Naâma /Bayadh)
- Groupe du pont : 1
- Sol-considéré meuble site S3

III.1.3.2 Poussée sismique due au remblai 'POUSDYN '

L'incrément de poussée est donné par l'expression :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 \pm kv) K_{ad} - K_a]$$

$K_h = A = 0.15$: Coefficient d'accélération de zone 1, groupe 1.

$K_v = 0.3 k_h = 0.045$

Et $k_a = 0.333$

Dans les conditions sismiques adoptées le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$\text{avec : } k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]} = 0.637 \quad [1]$$

- $\theta = \arctan(k_h / 1 \pm k_v)$
- H est la hauteur de mur ;
- γ Est le poids volumique des terres,
- Φ L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion

D'où $k_{ad} = 0.637$

Avec $H = 9.70$ m et $\gamma = 25$ **KN/m³**

Nous aurons : **$F_{ad} = 288.2$ KN/ml**

N.B : cette action étant répartie uniformément sur la hauteur du montant.

Soit $f_{ad} = 288.21 / 9.7 = 29.71$ KN.m/ml

III.2 Combinaison d'action :

<u>Notation</u>	<u>signification</u>
DEAD	poids propre tablier (dalle + poutres + semelles +clavetage)
PBRT	poids ballast + rails + travers + remblai $e_p=1.20$ m
SUPERS	superstructure (trottoir-bordures – corniches-garde corps)
RET+FLU	retrait et fluage
TEMPER	température
REMBLAI	poids des remblais
POUSSTERRE	poussée des terres due au remblai
UIC	surcharges ferroviaire
FREIN+ACC	(freinage et/ou accélération) de l'UIC
SURCH REMBLAI	surcharge remblai
POUSURCH	poussée surcharge remblai
SUR UIC	poussée surcharges UIC sur des montants
POUSDYN	incrément dynamique de poussée des terres

Tableau III.1 : Notations des combinaisons d'action

III.3 Combinaisons d'actions envisagées :

- **ELU fondamental**

ELU FOND (+) : $1,35G + 1,6Q_{pra} + 1,35\Phi (UIC+FR+ACC+SUR UIC)+0,8T$

ELU FOND (-) : $1,35G + 1,6Q_{pra} + 1,72(UIC+FR+ACC+SUR UIC)-0,8T$

N.B : pour l'effort tranchant=1,72 est remplacée par 1,62.

- **ELU accidentel**

ELU ACC : $G+POUSDYN+0,3\Phi (UIC+FREIN+SURUIC)$

ELU ACC : $G+POUSDYN+0,38(UIC+FREIN+SURUIC)$

N.B : pour l'effort tranchant=0,38 est remplacé par 0,36.

- **ELS**

ELS(+) : $G+1,2Q_{pra} +\Phi (UIC+FREIN+SUR UIC)+0,6T$

ELS(-) : $G+1,2Q_{pra} +1,28(UIC+FREIN+SUR UIC)-0,6T$

N.B : pour l'effort tranchant=1,28 est remplacé par 1,20.

N.B : $G= DEAD +PBRT+SUPERS+RET/FLU+REMBLAI+POUSTERRE$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et résultats

Introduction :

La programmation pour l'ingénieur de génie civil c'est comme les mathématiques pour toutes les sciences. Les formules de calcul sont très grandes et complexes pour un travail manuel qui prend beaucoup de temps et provoque le risque de faire des erreurs alors pour éviter les erreurs et gagner du temps il existe des programmes qui prennent en charge tous les calculs complexes.

La conception assistée par ordinateur (CAO) comprend l'ensemble des logiciels et des techniques de modélisation géométrique permettant de concevoir, de tester virtuellement à l'aide d'un ordinateur et des techniques de simulation numérique et de réaliser des produits manufacturés et les outils pour les fabriquer.

On confond souvent CAO et DAO (dessin assisté par ordinateur) : la CAO n'a pas pour fonction première l'édition du dessin. Il s'agit d'un outil informatique souvent lié à un fonctionnant en langage dit objet, et permettant l'organisation virtuelle de fonctions techniques. Cela permet ensuite la simulation de comportement de l'objet conçu, l'édition éventuelle d'un plan ou d'un schéma étant automatique et accessoire. En DAO, un trait est un trait et le logiciel ne permet pas l'interprétation technique de l'ensemble.

La CAO permet de concevoir des systèmes dont la complexité dépasse la capacité de l'être humain comme en micro. La conception virtuelle permet l'appréciation globale du comportement de l'objet créé avant même que celui-ci n'existe. En CAO, on ne dessine pas, on construit virtuellement un objet capable de réagir dans son espace non réel selon des lois régies par le logiciel. Le résultat, appelé maquette numérique constitue alors un véritable prototype évolutif.

De nombreux logiciels sont disponibles pour chaque discipline de génie civil. La plupart des ingénieurs civils exercent dans des sous - ensembles spécialisés de génie civil, tels que l'ingénierie géotechnique, l'ingénierie structurelle, ingénierie hydraulique ...

VI.1 Description de SAP2000 :

SAP2000 est un software de « Computers et Structures Inc », pour l'analyse structurale et conception. Cet ensemble est un système entièrement intégré pour la modélisation, l'analyse, la signature et l'optimisation des structures pour les structures générales, y compris les ponts, les stades, les tours, usines, structures offshore, systèmes de tuyauterie, bâtiments, barrages, sols, machines Pièces et bien d'autres.

SAP2000 : est un logiciel de calcul des efforts internes, les trois premières lettres signifient programme d'analyse structurelle (Structural Analysis Program).

Ce logiciel, est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement. Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique ou dynamique. De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications. Et il ne donne pas les schémas de coffrage et ferrailage pour les éléments en béton armé.

Notre ouvrage est constitué de 2 travées composées par une dalle en béton armé supportée par des poutres et montants qui sont considérées comme un élément fini FRAME de type flexionnel, et la dalle ainsi que les semelles continues qui sont considérées en élément fini SHELL. Ou coques.

On passe ensuite par la description « **Bridge** » pour le choix de la sous-tâche « **Bridge Wizard** », dans laquelle on trouve toutes les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

IV.1 les étapes de la modélisation :

Comme première étape de la modélisation on définit les principaux axes ainsi que les distances entre eux de notre pont on choisit :

→ grid only dans → file → new model

On définit aussi les unités de travail pour notre cas KN, mètre et Celsius

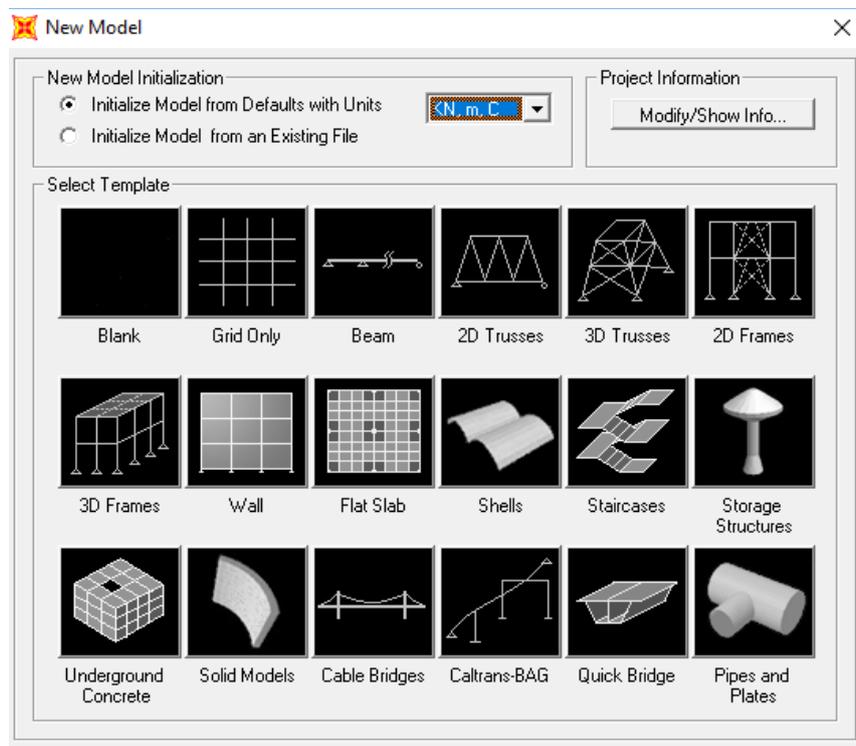


Figure IV.1 : Tableau de modèle (SAP 2000)

Et on modifie les distances dans →definegrid system data

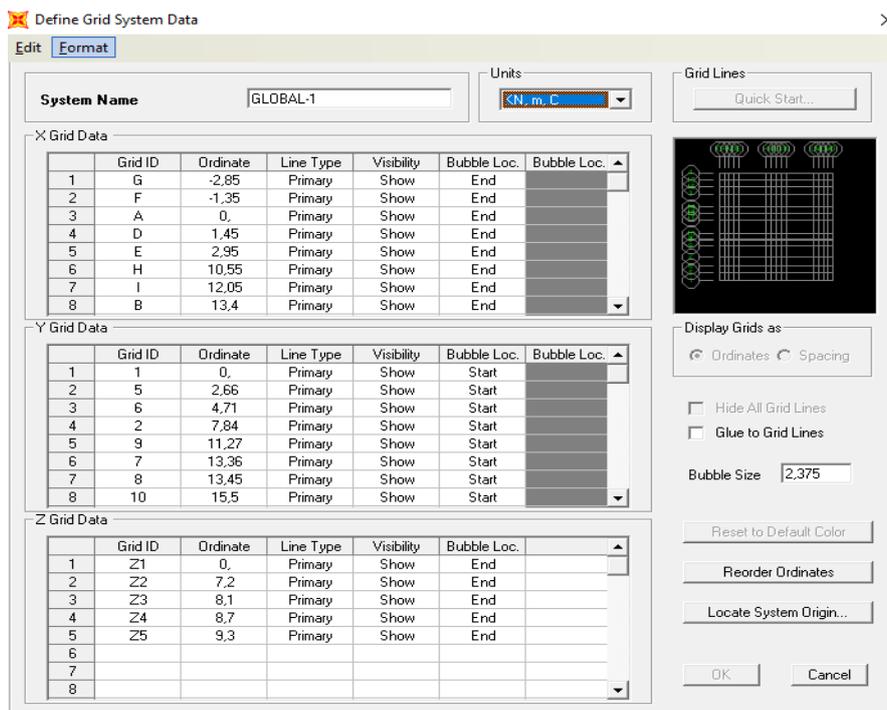


Figure IV.2 : Tableau d'espacement d'échelle

Après la création du grid on passe à la deuxième étape où on définit les différentes parties de notre pont par area pour les surfaces et frame pour les montants et les poutres dans l'option DRAW dans le menu principal

Ainsi que les sections dans →define→ sections properties→ frame sections et on choisit le type de matériaux ainsi que les propriétés de la section

On définit aussi les charges dans →define→load patterns

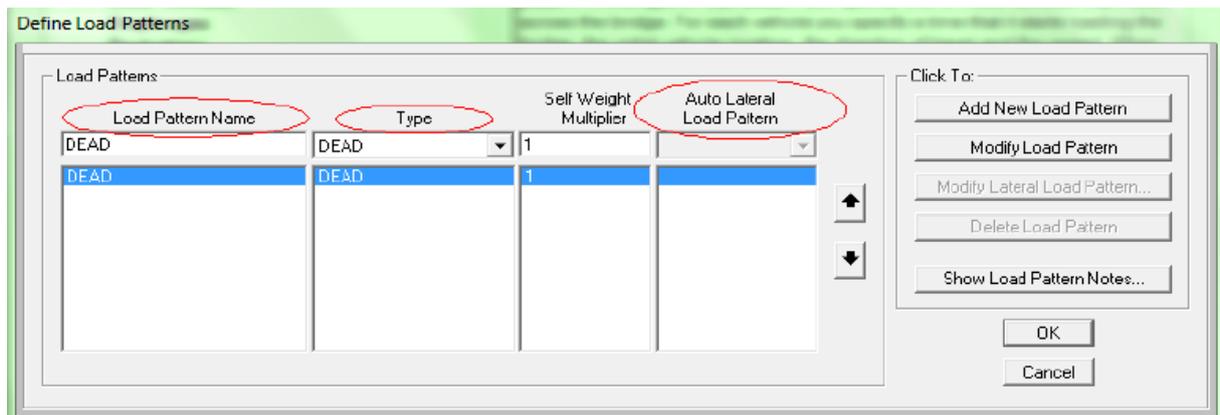


Figure IV.3 : Définition des charges

Et les différentes combinaisons dans →define→load combinaison

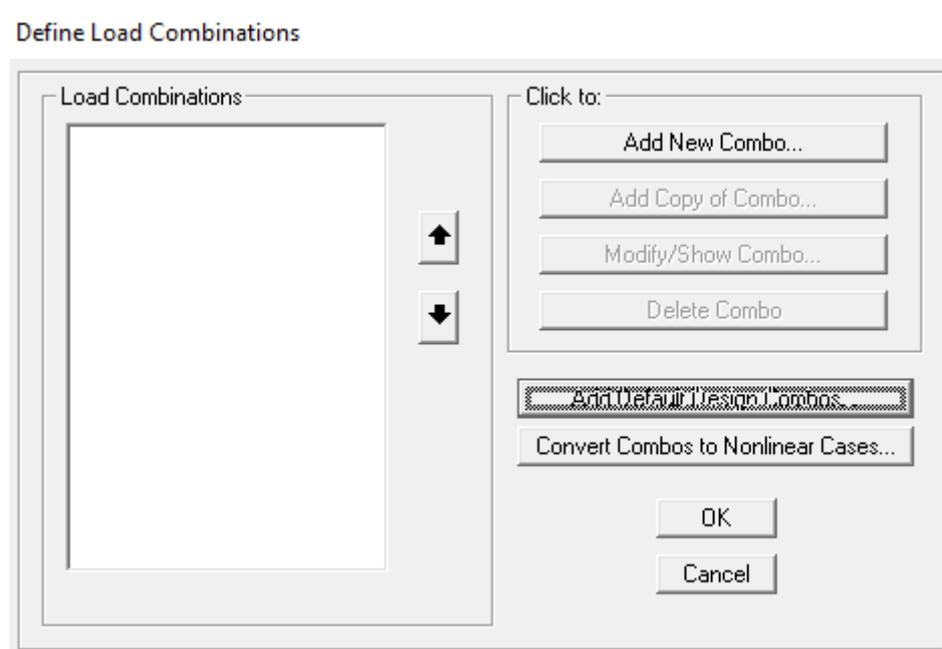


Figure IV.4 : Définition des combinaisons

Après on définit les différentes paramètres commençant par le matériel dans → define → matériel → addnew matériel Et on modifie les valeurs suivants notre cas

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: MAT ■

Material Type: Steel

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9725

Mass per Unit Volume: 7,849

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1,999E+08

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 76903069

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 248211,28

Minimum Tensile Stress, Fu: 399896,

Effective Yield Stress, Fye: 372316,9

Effective Tensile Stress, Fue: 439885,6

Switch To Advanced Property Display

Figure IV.5 : Définition des matériaux

Après on définit les lignes des charges UIC dans

Define → bridge loads → lanes

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE1

Coordinate System: GLOBAL

Units: KN, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane: 3,048

Across Lane: 3,048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/ 4, of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ 10, of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
axef1	-2,85	0,	1,
axef1	-2,85	0,	1,
axef1	35,82	0,	1,

Plan View (X-Y Projection)

North ↑

Layout Line:

Station:

Bearing:

Radius:

Grade:

X: -7,6252

Y: 28,2353

Z:

Snap To Layout Line

Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined

Group

Lane Edge Type

Left Edge: Interior

Right Edge: Interior

Display Color: ■

Figure IV.6 : Définition des lignes de chargement

On indique aussi les charges dans

Assign → joint loads (pour les charges ponctuelles)

→ Frameloads (pour les charges linéaire)

→ Area load (pour les charges surfaciques)

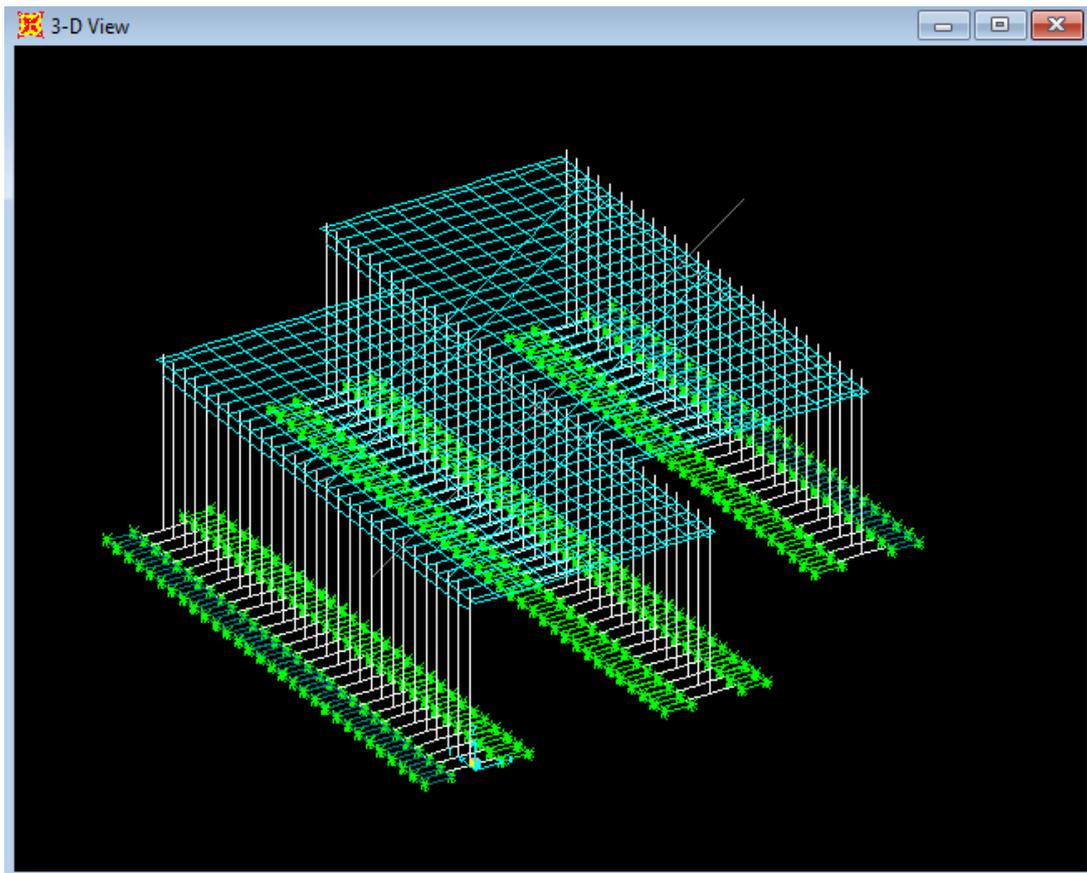


Figure IV.7 : Vue 3D du modèle (SAP2000)

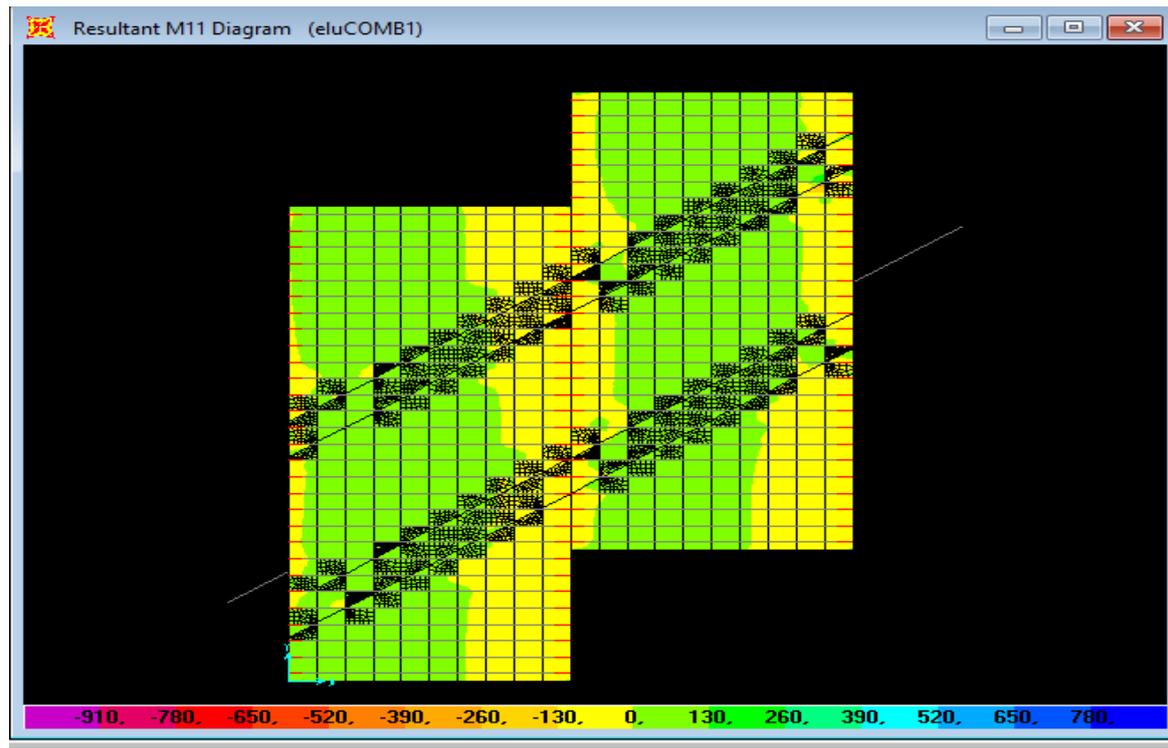


Figure IV.8 : Moments fléchissant de la dalle

IV.2 Résultats :

Après l'exécution des données on a obtenu les résultats suivants :

IV.2.1 Les efforts dans la dalle :

combinaison		ELU	ELS	ELU _{acc}
M ₁₁	M _{tmax}	-20,662	-15,307	-2,654
	M _{appmax}	12,888	9,546	6,35
M ₂₂	M _{tmax}	-16,487	-12,285	-7,252
	M _{appmax}	15,271	11,381	7.828
T		-374,245	-279,36	-49,89
		288,93	215,95	40,9

Tableau IV.1: Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants de la dalle

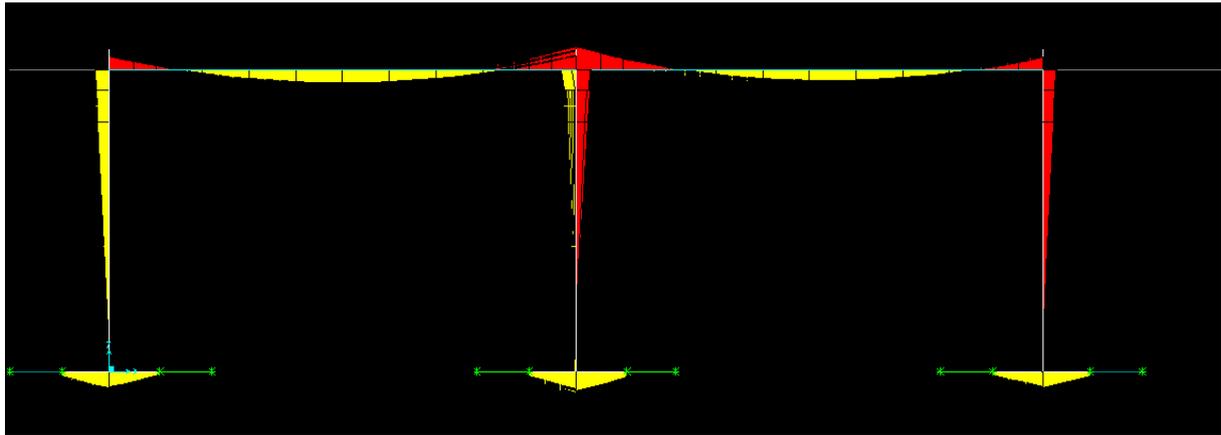


Figure IV.9 : Moments fléchissant d'un portique de pont

IV.2.2 Les efforts dans la poutre :

a) Section appui :

Zone supérieure

Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	-2193.98	-436.90	909.32
ELS	-1631.25	-324.12	/

Tableau IV.2 :Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants de la poutre

b) Section travée :

Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	1135.34	7.44	473.26
ELS	843.85	7.48	/

Tableau IV.3 :Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants de la poutre

IV.2.3 Les efforts dans les fondations :

a) Semelle de rive :

❖ Patin intérieur

Combinaisons	M(KN.m)	T(KN)
ELU	1870.36	858.452
ELS	1389.51	/
ELU accid	1013.67	454.67

Tableau IV.4 :Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle de rive

❖ **Patin extérieur****Nappe inférieure**

Combinaisons	M(KN.m)	T(KN)
ELU	518.95	743.6
ELS	386.86	/
ELU accid	349.75	437.74

Tableau IV.5 :Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle de rive**Nappe supérieure**

Combinaisons	M(KN.m)	T(KN)
ELU	-640.71	431.74
ELS	-478.75	/
ELU accid	-396.21	232.56

Tableau IV.6 :Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle de rive**b) Semelle centrale**❖ **Nappe inférieure**

Combinaisons	M(KN.m)	T(KN)
ELU	1134.35	476.844
ELS	842.31	/
ELU accid	717.31	308.27

Tableau IV.7 :Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle centrale❖ **Nappe supérieure**

Combinaisons	M(KN.m)	T(KN)
ELU	9.57	-199.385
ELS	6.26	/
ELU accid	153.28	98.46

Tableau IV.8 :Moments fléchissant et efforts tranchants de la semelle centrale

IV.2.4 Les efforts dans les montants :**a) Montant de rive****❖ Zone supérieure :****Coté intérieure :élément frame N°820**

Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	-2391.249	-815.39	-945.016
ELS	-481.62	-260.63	/
ELU accid	1091.71	421.91	393.724

Tableau IV.9 :Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant de rive**❖ Zone inferieure :****Coté remblai :élément frame N°893**

Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	2308.504	-430.36	-928.034
ELS	1717.36	-318.43	/
ELU accid	-1223.49	-521.56	250.176

Tableau IV.10 :Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant de rive**b) Montant centrale****❖ Zone inferieure : élément frame N°1023**

Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	824.18	-675.31	-262.38
ELS	613.75	-499.66	/
ELU accid	377.02	-553.92	157.855

Tableau IV.11 : Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant central

❖ **Zone supérieure : élément frame N°1024**

Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	1622.83	-766.87	-337.7
ELS	1208.54	-568.47	/
ELU accid	-535.57	-639.38	-209.059

Tableau IV.12 :Moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants du montant central

Chapitre V : Etude du tablier

Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner, à vérifier et à ferrailer tous les éléments du tablier « l'hourdis et les poutres ».

V.1 Pré dimensionnement du tablier :

V.1.1 Longueur des travées :

La longueur des deux travées est 13.9 m de chacune.

V.1.2 Le tablier :

Le tablier se compose de deux parties décalées l'une par rapport à l'autre de 7 m (t1, t2) avec une largeur de 27.8 m pour chacun d'entre eux et une longueur de 15,1 m.

Notre ligne est composée de deux voies chacune de 4,06 m de largeur bornée par deux trottoirs de 1,72 m de chacun.

Donc la largeur de la chaussée est 11,56 m.

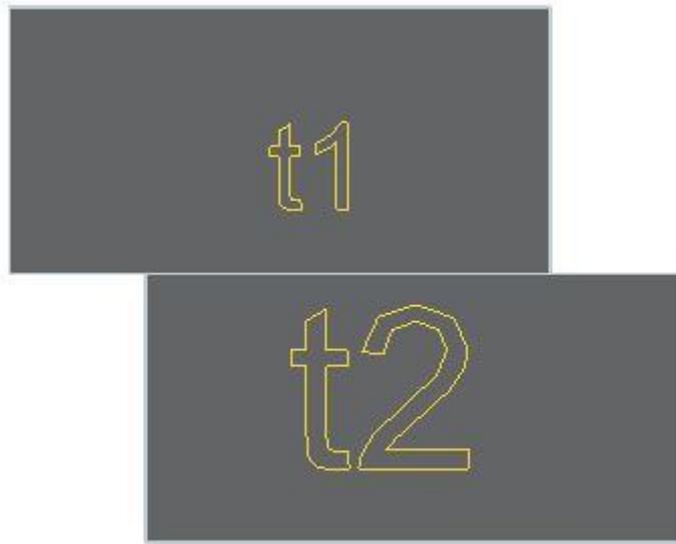


Figure V.1 : Vue en plan du tablier

V.2 Pré dimensionnement des poutres :

V2.1 Nombre et espacement des poutres :

Dans notre cas la largeur du tablier est 27.8 m et les poutres sont réparties suivant toute la largeur du tablier alors le nombre des poutres est 28 avec un espacement de 0,02 m

V.2.2 Epaisseur de l'hourdis H_r :

Le hourdis est d'épaisseur sensiblement constante. Les variations d'épaisseur nécessaires sont faibles et sont essentiellement dues à l'adaptation au dévers transversal.

Cette épaisseur est directement liée a la portée transversale du hourdis et donc a l'espacement des poutres. Elle dépend de l'existence ou non d'entretoises intermédiaires en travée et du choix fait pour le mode de liaison transversale (béton armée ou précontrainte).

Un dimensionnement rapide permet de retenir les épaisseurs suivantes, en fonction de l'espacement des poutres 'E' :

Pour $e < 2,75\text{m} \rightarrow 0,16\text{m}$

Pour $2,75\text{m} < E < 3,50\text{m} \rightarrow 0,18\text{m}$

Pour $E > 3,50\text{m} \rightarrow 0,20\text{m}$

Dans notre cas on a $H_r = 0,2\text{m}$ (compte tenue de la préfabrication)

V2.3 Section de poutre :

La section de notre poutre est composée de 2 principales parties :

- Rectangulaire aux abouts pour résiste aux efforts tranchants
- Moins épais à la partie supérieure pour alléger le poids de la poutre

V.2.3.1 Hauteur de la poutre :

La longueur de travée entre axe $L=14,7\text{m}$ alors elle comprise entre $L/18 \leq H_t \leq L/15$

Donc $0,81 \leq H_t \leq 0,98$

On prend $H_t = 1\text{m}$

V.2.3.2 Epaisseur de l'âme E_a :

Le but étant de dimensionner les âmes et d'alléger le plus possible les poutres et assurer une bonne résistance aux efforts tranchants.

On adopte $E_a = 0,30\text{ m}$

V.2.3.3 Talons :

Les talons des poutres c'est la partie inférieure de la structure ; sont dimensionnés par la flexion.

a) La largeur du talon :

$$b_t = (l L^2)/(Ht^2 K)$$

l = largeur de tablier

L = la longueur de la travée

Ht = hauteur de la poutre (hauteur totale de tablier)

K = coefficient sans dimension, avec $950 < k < 1200$

$$b_t = (11,64 * 13,9^2) / (0,9^2 * 1200)$$

$$b_t = 2,31 \text{ m}$$

Pour une poutre $\rightarrow b_t = 2,31 / 28 = 0,0825 \text{ m}$

On prend $b_t = 0,96 \text{ m}$

Dans la partie verticale de talon est généralement comprise entre 0,10 et 0,20 m.

On prend : 0,20 m

b) L'inclinaison du talon :

L'inclinaison du talon doit être proportionnellement pentu, pour une bonne mise en œuvre du béton.

C'est-à-dire une pente comprise entre 1 et 1,5

$$\text{tg } \alpha = 1 \text{ alors } \alpha = 45^\circ$$

$$\text{tg } \alpha = 1 = Y/X$$

$$\text{Avec } X = (b_t - E_a) / 2$$

$$X = (0,96 - 0,30) / 2$$

$$X = 0,33 \text{ m}$$

$$\text{Donc } Y = 1 X$$

$$Y = 0,33 \text{ m}$$

On prend $Y = 0,35 \text{ m}$

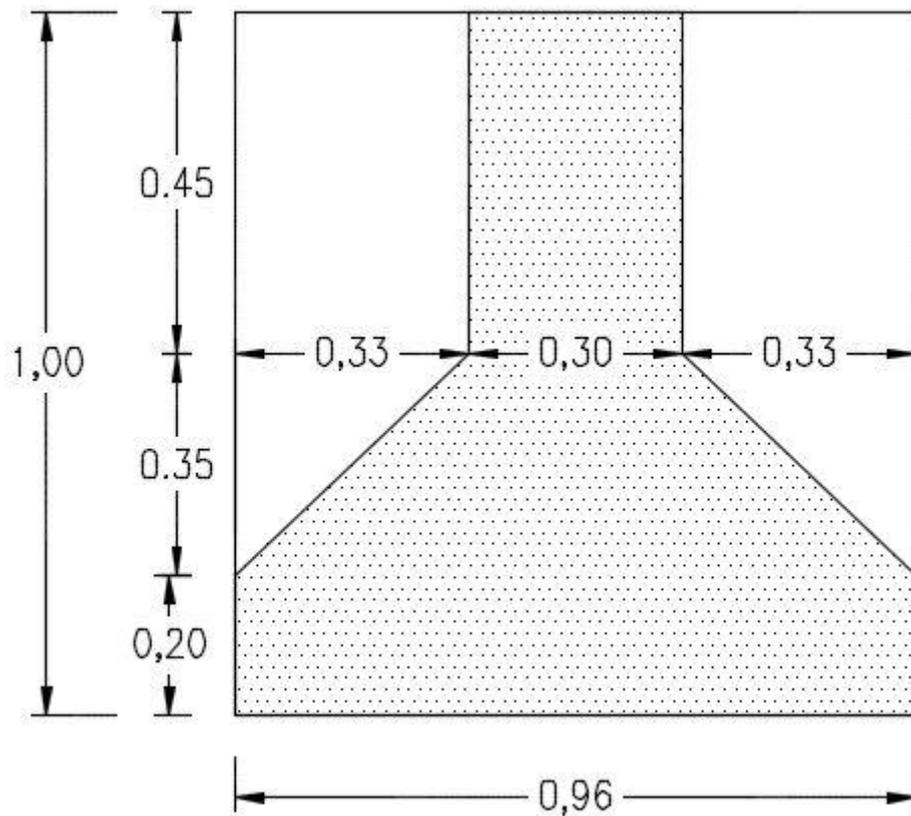


Figure V.2 : Dimensions de la poutre

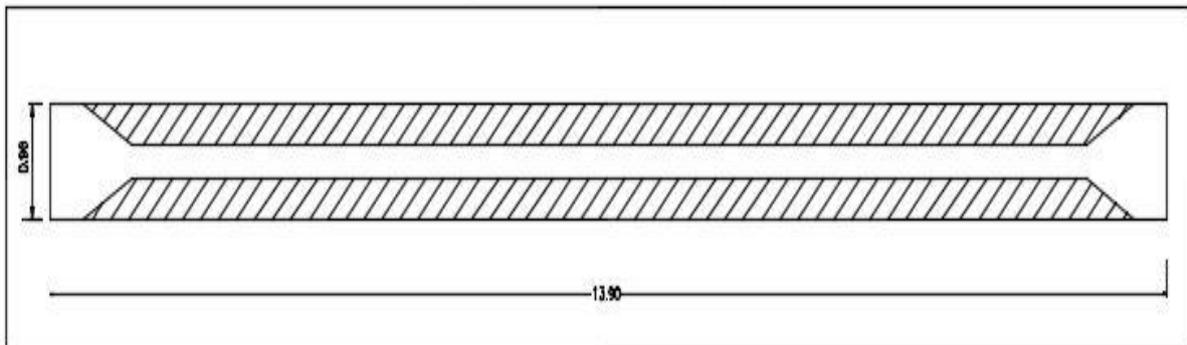


Figure V.3 : Vue en plan de la poutre

Caractéristiques :

- **Les données :**

La résistance caractéristique du béton a la compression $f_{c28} = 30$ MPa

Dosage de béton 400 Kg/m³

Acier a hautes adhérences (HA) $f_e = 500$ MPa

Acier ronds lisses adhérents (Adx) $f_e = 240$ MPa

Fissuration préjudiciable

- **Les hypothèses :**

La contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 30$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction des armatures :

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28})$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 30 + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 500 ; 110 \times \sqrt{1,6} \times 2,4)$$

$$\sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa}$$

V. 3 Ferrailage des poutres :

V .3.1 Etude en phase de pose

Lors de la pose de la poutre préfabriquée le système est isostatique.

La poutre sera vérifiée alors sous l'effet de son poids propre et de la dalle par la flexion simple.

- Les moments fléchissant :
- Poids propre de la poutre → 12,5 KN/ml
- Poids propre de la dalle → 5,87 KN/ml

$$\rightarrow g = 18,37 \text{ KN/ml}$$

La surcharge $q = 1,5 \text{ KN/ml}$ (de travail)

$$\text{Donc } M_{\text{ultime}} = (1,35g + 1,5q) L^2/8$$

$$M_{\text{ultime}} = (1,35 \times 18,37 + 1,5 \times 1,5)(13,9)^2/8 = 653,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{exécutions}} = (g + 1,2q) L^2/8$$

$$M_{\text{exécutions}} = (18,37 + 1,2 \times 1,5) (13,9)^2/8 = 487,13 \text{ KN.m}$$

Combinaison d'action	Moments (KN.m)
ELU	653,27
ELS	487,13

Tableau V.1 : Les résultats des moments fléchissant

On a: $b = 0.96\text{m}$; $h = 1\text{m}$; $d = 0.9h = 0.90\text{ m}$; $M_u = 0,653\text{ MN.m}$

• **Calcul a L'ELU:**

$$f_{bc} = \frac{0,85f_c}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 28}{1,5}$$

$$f_{bc} = 17\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,653}{0,96 \times (0,90)^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,0444 \quad (\mu = 0,0444 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0444})$$

$$\alpha = 0,0567$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,90(1 - 0,4 \times 0,0567)$$

$$Z = 0,879\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_{st}} = \frac{500}{1,15} = 434,78\text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,653}{0,879 \times 434,78}$$

$$A_{st} = 17,08\text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage** : $50,54\text{ cm}^2$ (4HA25+6HA20+6HA16)

- **Calcul a L'ELS:**

$$bx^2/2+nA_{sc}(x-d')-nA_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc} = 0 \quad \text{et } n = 15$$

$$0,48x^2-15*50,54*10^{-4}(0,9-x) = 0$$

$$0,48x^2+0,075x-0,068 = 0$$

$$\rightarrow x = 0,393 \text{ m}$$

$$I = bx^3/3+nA_{sc}(x-d')^2+nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 0,96*0,393^3/3+15*(50,54*10^{-4})(0,90-0,393)^2$$

$$I = 0,038 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Msx}{I} = \frac{0,487 \times 0,393}{0,038}$$

$$\sigma_{bc} = 5,036 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nMs(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,487 \times (0,9 - 0,393)}{0,038}$$

$$\sigma_{st} = 97,46 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3.2 Etude en phase de construction :

❖ Etude des efforts :

a) En appui :

Combinaisons	M (KN.m)	N (KN)
ELU	-2193,98	-436,90
ELS	-1631,25	-324,12

**Tableau V.2 : Les résultats des moments fléchissant et efforts normaux en appui
(SAP 2000)**

b) En travée : (sans redistribution)

Combinaisons	M (KN.m)	N (KN)
ELU	1135,34	7,44
ELS	843,85	7,48

**Tableau V.3 : Les résultats des moments fléchissant et des efforts normaux en travée
(SAP 2000)**

N.B :S'agissant d'un tablier semi préfabriqué (poutre préfabriqué et dalle coulé en place)

Le système en réalité n'est pas parfaitement encastré pour cause du phase de coulage de la dalle ; à cet effet nous envisageons le cas d'un semi encastrement dans les appuis ce qui se traduit par une augmentation du moment en travée duà l'effet de la phase sous effet poutre + dalle :

→ **Cas de la charge « DEAD » :**

$$M_{\text{appui}} = -358,54 \times 1,35 = -484,029 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU} : M_{\text{travée}} = \frac{M_{\text{appui}}}{2} + M_{\text{travée}}$$

$$M_{\text{travée}} = 1377,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{travée}} = 1023,14 \text{ KN.m}$$

Combinaisons	M (KN.m)	N (KN)	Tmax (KN)
ELU	1377,35	7,44	-23,28
ELS	1023,14	7,48	/

Tableau V.4 : Les résultats des moments fléchissant, des efforts normaux et tranchants en travée(après redistribution)

❖ **En appui :**

- **Calcul a L'ELU:**

La poutre est calculée en flexion composée

On a: $b = 0,96 \text{ m}$; $h = 1,20 \text{ m}$; $d = 0,9 \text{ h} = 1,08 \text{ m}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$;

$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa}$

$M_u = -2,193 \text{ MN.m}$ $N_u = -0,436 \text{ MN}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,193}{0,436}$$

$$e = 5,02 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,20 \text{ m}$$

→ Section partiellement comprimée

$$e_a = e + (d - \frac{h}{2}) = 5,02 + (1,08 - \frac{1,20}{2})$$

$$e_a = 5,50 \text{ m}$$

$$M_a = e_a \times N_u = 5,50 \times 0,436$$

$$M_a = 2,398 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,398}{0,96 \times (1,08)^2 \times 17}$$

$$\mu_u = 0,125 \quad (\mu_u = 0,125 < \mu_r = 0,372)$$

➔ Section a simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} \pm N_u \right) \quad \begin{array}{l} + \text{ pour la traction} \\ - \text{ pour la compression} \end{array}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,125})$$

$$\alpha = 0,167$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,08 (1 - 0,4 \times 0,167)$$

$$Z = 1,007 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{434,782} \left(\frac{2,398}{1,007} - 0,436 \right)$$

$$A_1 = 44,74 \text{ cm}^2$$

➔ **Choix de ferrailage** : 51,80 cm² (4HA32+4HA25)

• **Calcul a L'ELS:**

$$M_s = 1,631 \text{ MN.m} \quad N_s = 0,324 \text{ MN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,631}{0,324}$$

$$e = 5,033 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,20 \text{ m}$$

➔ Section partiellement comprimée

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + P e_1 + q = 0$$

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) \quad (\text{avec } A_2 = 0)$$

$$P = -55,688$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 156,222$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-P e_1 - q} \quad \text{ou} \quad e_1 = -\sqrt[3]{-q/P}$$

Après les calculs on trouve :

$$e_1 = 5,034$$

$$X = 0,601 \text{ m}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2(x-d') - nA_1(d-x)$$

$$S = 0,96 * \frac{0,601^2}{2} + 15 * 51,8 * 10^{-4} (1,08 - 0,601) = 0,0128 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{NsX}{S} = \frac{0,324 \times 0,601}{0,0128}$$

$$\sigma_{bc} = 15,212 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nNs(d-x)}{S} = \frac{15 \times 0,324 \times (1,08 - 0,601)}{0,0128}$$

$$\sigma_{st} = 181,87 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En travée :

• Calcul a l'ELU :

$$M_U = 1,377 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 0,007 \text{ MN}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = 30,10 \text{ cm}^2$$

➔ **Choix de ferrailage :** 50,54 cm² (4HA25+6HA20+6HA16)

• Calcul a l'ELS:

$$M_s = 1,023 \text{ MN.m}$$

$$N_s = 0,007 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bc} = 6,41 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 161,3 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3.3 calcul des armatures transversales :

a) Vérification du cisaillement :

$$T_{\max} = 909,32 \text{ KN} ; b_0 = 0,30 \text{ m} ; h = 1,20 \text{ m} ; d = 0,9h = 1,08 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{0,909}{0,30 \times 1,08}$$

$$\tau_u = 2,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ pour des fissuration préjudiciables}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{\text{adm}} = 3 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 2,80 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 3 \text{ MPa}$ on peut prévoir des armatures d'âme droites

b) Détermination des armatures transversales droites :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; \varnothing_{t\min} ; b/10)$$

$$\varnothing_t \leq \min (3,4 \text{ cm} ; 3,2 \text{ cm} ; 3 \text{ cm})$$

On adopte $\varnothing_t \leq 30 \text{ mm}$

$$\varnothing_t = \varnothing_{14}$$

❖ Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq (h/4 ; 12 \varnothing_{t\min} ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq (15 \text{ cm} ; 18,48 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

En zone courant : $S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Position	$A_{st}(cm^2)$	Ferrailage (cm^2)
Travée	28,67	50,54 (4HA25+6HA20+6HA16)
Appui	44,74	51,80 (4HA32+4HA25)

Tableau V.5 : Résultats de ferrailage de la poutre

V.3.4. Ferrailage de l'hourdis :

La dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur, qui supporte une bande de ballast reposant sur les montants

Pour le ferrailage, on adopte une bande de 1m de longueur et calculer par la flexion simple

		ELU	ELS
M₁₁	M_{t max}	-20,662	-15,307
	M_{app max}	12,288	9,546
M₂₂	M_{t max}	-16,487	-12,285
	M_{app max}	15,271	11,381

Tableau V.6 : Les résultats des moments fléchissant

On a:b = 1 m ; h = 0,20 m ; d = 0,9h = 0,18 m ; $f_{c28} = 30$ MPa ; $f_{bc} = 17$ MPa ;
 $\sigma_{bc} = 18$ MPa ; $\sigma_{st} = 215,55$ MPa

Transversalement M₁₁ :

❖ **En travée :**

• **Calcul a L'ELU:**

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5}$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,020}{1 \times (0,18)^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,0363 \quad (\mu = 0,0363 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0363})$$

$$\alpha = 0,046$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,046)$$

$$Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_{st}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,020}{0,176 \times 434,78}$$

$$A_{st} = 2,613 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage** : 6,16 cm² (4HA14)

- **Calcul a L'ELS:**

$$bx^2/2 + n A_{sc}(x-d') - n A_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc} = 0 \quad \text{et } n = 15$$

$$0,5 x^2 - 15 * 6,16 * 10^{-4} (0,18 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0,009 x - 0,001 = 0$$

→ $x = 0,049 \text{ m}$

$$I = bx^3/3 + n A_{sc}(x-d')^2 + n A_{st}(d-x)^2$$

$$I = 1 * 0,049^3 / 3 + 15 * (6,16 * 10^{-4}) (0,18 - 0,049)^2$$

$$I = 1,977 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,015 \times 0,049}{0,0009}$$

$$\sigma_{bc} = 3,717 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,015 \times (0,18 - 0,049)}{0,0009}$$

$$\sigma_{st} = 149,089 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appui :**

- **Calcul a ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,012}{1 \times (0,18)^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,021 \quad (\mu = 0,0363 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021})$$

$$\alpha = 0,027$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,027)$$

$$Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,012}{0,178 \times 434,78}$$

$$A_{st} = 1,55 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage :** 4,52 cm² (4HA12)

- **Calcul a L'ELS:**

$$bx^2/2 + n A_{sc}(x-d') - n A_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc} = 0 \quad \text{et } n = 15$$

$$0,5 x^2 - 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,18 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0,006 x - 0,001 = 0$$

→ $x = 0,024 \text{ m}$

$$I = bx^3/3 + n A_{sc}(x-d')^2 + n A_{st}(d-x)^2$$

$$I = 1 \times 0,024^3/3 + 15 \times (4,52 \times 10^{-4})(0,18 - 0,024)^2$$

$$I = 0,002 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Msx}{I} = \frac{0,009 \times 0,024}{0,002}$$

$$\sigma_{bc} = 1,047 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nMs(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,009 \times (0,18 - 0,024)}{0,002}$$

$$\sigma_{st} = 112,196 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Longitudinalement M_{22} :

❖ En travée :

• Calcul a L'ELU:

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbc} = \frac{0,016}{1 \times (0,18)^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,029 \quad (\mu = 0,029 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 0,037$$

$$Z = 0,177 \text{ m}$$

$$A_{st} = 2,079 \text{ cm}^2$$

→ Choix de ferrailage : 6,16 cm² (4HA14)

• Calcul a L'ELS:

$$bx^2/2 + n A_{sc}(x-d') - n A_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc} = 0 \quad \text{et } n = 15$$

$$0,5 x^2 - 15 * 6,16 * 10^{-4} (0,18 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0,009 x - 0,001 = 0$$

$$\rightarrow x = 0,049 \text{ m}$$

$$I = 1,977 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,97 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 119,271 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appui :**

- **Calcul a ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,015}{1 \times (0,18)^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,027 \quad (\mu = 0,027 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 0,035$$

$$Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = 1,949 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage : 4,52 cm² (4HA12)**

- **Calcul a L'ELS:**

$$bx^2/2 + n A_{sc}(x-d') - n A_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc} = 0 \quad \text{et } n = 15$$

$$0,5 x^2 - 15 * 4,52 * 10^{-4} (0,18 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0,006 x - 0,001 = 0$$

→ $x = 0,024 \text{ m}$

$$I = 0,002 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,32 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 128,7 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

	Position	A _{st} (cm ²)	Ferrailage (cm ²)
M11	Travée	2,613	6,16 (4HA14)
	Appui	1,55	4,52 (4HA12)
M22	Travée	2,079	6,16 (4HA14)
	Appui	1,949	4,52 (4HA12)

Tableau V.7 Résultat de ferrailage de la dalle

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{Ft_{28}}{Fe} = 0,23 * 1 * 0,18 * \frac{2,4}{500} = 1,987 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > 1,987 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Résistance a l'effort tranchant :**

❖ **Transversalement :**

$$T_u = 374,245 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,374}{1 \times 0,18} = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 2,07 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Longitudinalement :**

$$T_u = 288,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,288}{1 \times 0,18} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 1,6 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Chapitre VI : Etude des appuis

Introduction :

Les montants sont les éléments porteurs de l'ouvrage, ils jouent un rôle important dans sa stabilité ; la conception est d'importance majeure.

VI.1 dimensions des montants :

➤ Critère de dimensionnement des montants :

La structure d'un montant dépend de nombreux facteurs, on particulier :

- La résistance mécanique
- La profondeur de l'obstacle à franchir
- Le type de tablier à porter
- L'esthétique de l'ouvrage

a) La semelle

Hauteur = 1m

Langueur = 0.96m

Largeur =2.8m

b) Le montant

Hauteur = 6.46m

Langueur = 0.96m

Largeur =0.8m

c) Clavetage montant :

Hauteur = 0.9m

Langueur = 0.96m

Largeur =0.8m

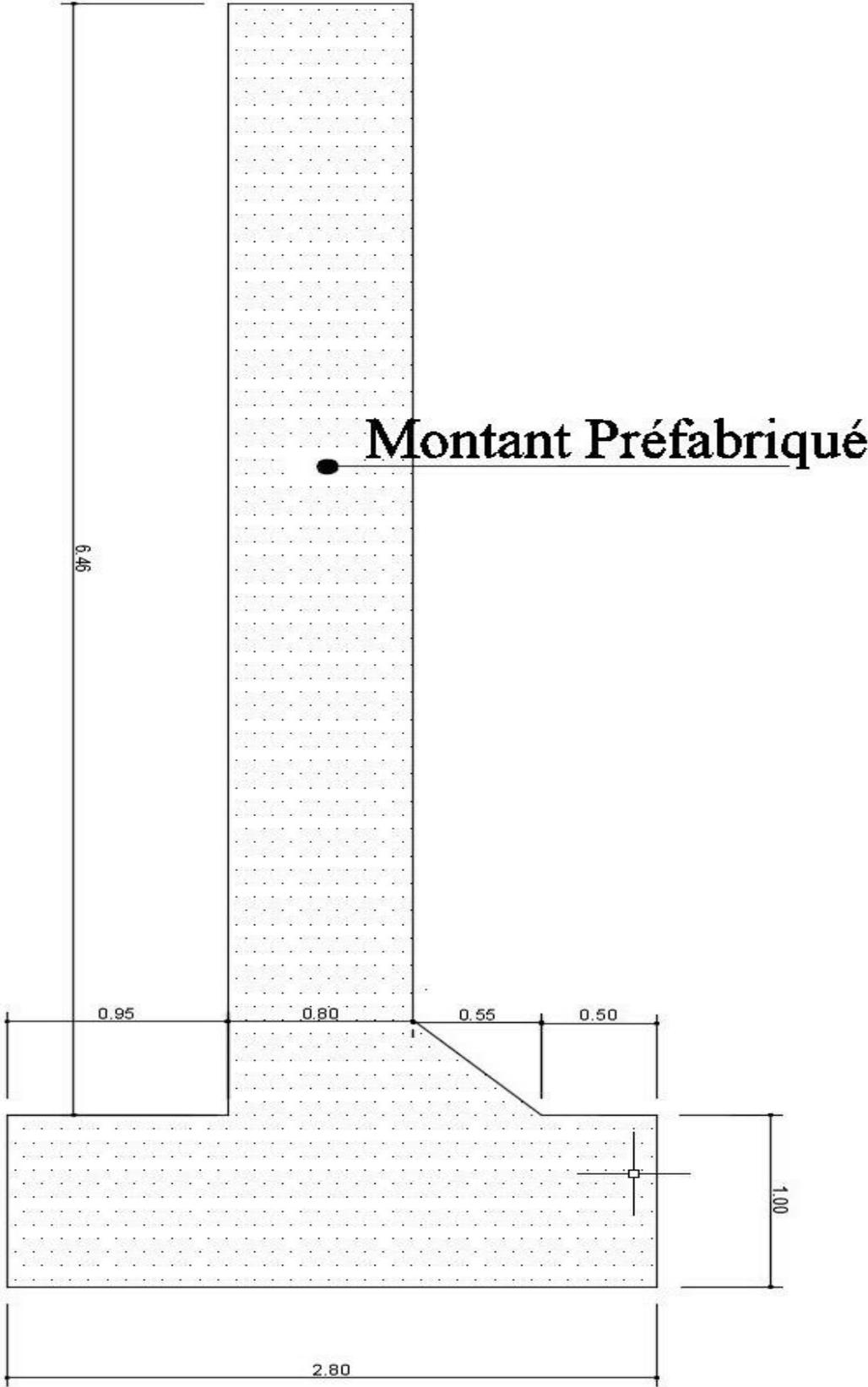


Figure VI.1 Dimensions du montant

VI.2 Ferrailage des montants :

- **Les moments fléchissant et efforts normaux :**

Voir les tableaux (IV.9-IV.10-IV.11-IV.12)

- **Les données :**

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa}$$

$$b = 0,96 \text{ m} ; h = 0,80 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$$

1) Montant de rive :**a) Zone supérieure :**

❖ **cote intérieure :**

- **Calcul a l'ELU :**

$$M_u = -2,391 \text{ MN.m} \quad N_u = -0,815 \text{ MN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,391}{0,815}$$

$$e = 2,933 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,133 \text{ m}$$

➔ Section partiellement comprimée

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2,933 + \left(0,72 - \frac{0,80}{2}\right)$$

$$e_a = 3,253 \text{ m}$$

$$M_a = e_a \times N_u = 3,253 \times 0,815$$

$$M_a = 2,651 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,651}{0,96 \times (0,72)^2 \times 17}$$

$$\mu_u = 0,313 \quad (\mu_u = 0,313 < \mu_r = 0,372)$$

➔ Section a simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} \pm N_u \right) \quad + \text{ pour la traction } - \text{ pour la compression}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,313})$$

$$\alpha = 0,485$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,485)$$

$$Z = 0,580 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{434,782} \left(\frac{2,391}{0,580} - 0,815 \right)$$

$$A_1 = 76,07 \text{ cm}^2$$

➔ **Choix de ferrailage :** 112.28 cm² (2X7HA32)

• **Calcul a L'ELS:**

$$M_s = -0,481 \text{ MN.m} \quad N_s = -0,260 \text{ MN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,481}{0,260}$$

$$e = 1,85 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,133 \text{ m}$$

➔ Section partiellement comprimée

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + P e_1 + q = 0$$

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) \quad (\text{avec } A_2 = 0)$$

$$P = -2,754$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 3,623$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-P e_1 - q} \quad \text{ou} \quad e_1 = -e_1^3 - q/P$$

Après les calculs on trouve :

$$e_1 = 2,18$$

$$X = 0,73 \text{ m}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2(x - d') - n A_1(d - x) = 0,0254$$

$$\sigma_{bc} = \frac{NsX}{S} = 15,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15,47 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nNs(d-x)}{S} = 198,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198,8 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Zone inférieure :

❖ cote remblais :

- calcul a l'ELU :

$$M_U = 2,305 \text{ MN.m} \quad N_u = -0,537 \text{ MN}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = 84,72 \text{ cm}^2$$

→ Choix de ferrailage : $112,28 \text{ cm}^2$ (2×7HA32)

- Calcul a L'ELS:

$$M_s = 1,715 \text{ MN.m} \quad N_s = -0,398 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bc} = 17,3 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 205,1 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Montant centrale :

a) Zone supérieure :

- Calcul a l'ELU :

$$M_U = 1,622 \text{ MN.m} \quad N_u = -0,766 \text{ MN}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = 51,01 \text{ cm}^2$$

→ Choix de ferrailage : $70,37 \text{ cm}^2$ (7HA32+7HA16)

- **Calcul a l'ELS:**

$$M_s = 1,208 \text{ MN.m} \quad N_s = -0,568 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 210,3 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Zone inférieure :

- **Calcul a l'ELU :**

$$M_U = 0,824 \text{ MN.m} \quad N_u = -0,675 \text{ MN}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = 20,70 \text{ cm}^2$$

➔ **Choix de ferrailage : 56,30cm² (7HA32)**

- **Calcul a l'ELS:**

$$M_s = 0,613 \text{ MN.m} \quad N_s = -0,499 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bc} = 9,6 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 152,4 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Montant	Zone	Cote	A _{st} (cm ²)	Ferrailage (cm ²)
Montant de rive	Zone supérieure	Cote intérieure	76,07	112.28(2x7HA32)
	Zone inférieure	Cote remblais	84.72	112.28 (2x7HA32)
Montant centrale	Zone supérieure		51.01	70.37 (7HA32+7HA16)
	Zone inférieure		20.70	56,30(7HA32)

Tableau VI.1 Résultats de ferrailage des montants

VI.3 Vérification a l'effort tranchant :**1) Montant de rive :****a) Zone supérieure :****❖ cote intérieure :**

$$T_u = 945,016 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,945}{0,96 \times 0,72} = 1,367 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,367 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,367 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Zone inferieure :**❖ Cote remblais :**

$$T_u = 928,034 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,928}{0,96 \times 0,72} = 1,342 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,342 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,342 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Montant centrale :**a) Zone supérieure :**

$$T_u = 337,700 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,337}{0,96 \times 0,72} = 0,487 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,487 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,487 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Zone inférieure :

$$T_u = 262,380 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,262}{0,96 \times 0,72} = 0,379 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,379 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,379 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VII : Etude des fondations

Introduction :

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci, le poids de l'édifice, les surcharges normales et accidentelles appliquées sur la construction.

Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure, et pour la quelle on a plusieurs essais in-situ (L'essai pénétrométrique, l'essai pressiométrique) et aux essais de laboratoire (l'essai de cisaillement direct, l'essai oedométrique, l'essai triaxial).

VII.1 Interprétation de l'étude géotechnique :

Suite aux essais in-situ et en laboratoire, dans le cadre de l'ouvrage type pont rail sis au Pk 1+225 il ressort ce qui suit :

Nature des sols rencontrés (analyse de 03 sondages carottés de 15 m de profondeurs) :

- 0,00 m a 5,00 m : encroutement de calcaire mi-dur
- 5,00 m a 8,00 m : argile limoneuse
- 8,00 m a 15,00 m : conglomérats noyés dans une argile a partir de 11 m

Evaluation de la contrainte admissible du sol :

Le laboratoire a estimé une contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2,50 \text{ bar}$ afin de réduire les tassements.

VII.2 Mode de fondation :

Suite à la campagne géotechnique et compte tenu des valeurs des résultats des essais in-situ et en laboratoire obtenues il serait approprié d'adopter le mode de fondation suivant :

Fondations superficielles sur radier afin de reprendre les éventuels tassements différentiels et moyennant un taux admissible de 2,50 bar.

VII.3 Dimensions des semelles de fondation :

On a considéré une largeur de 5,80 m et une longueur de 28,40 m afin de réduire les tassements différentiels.

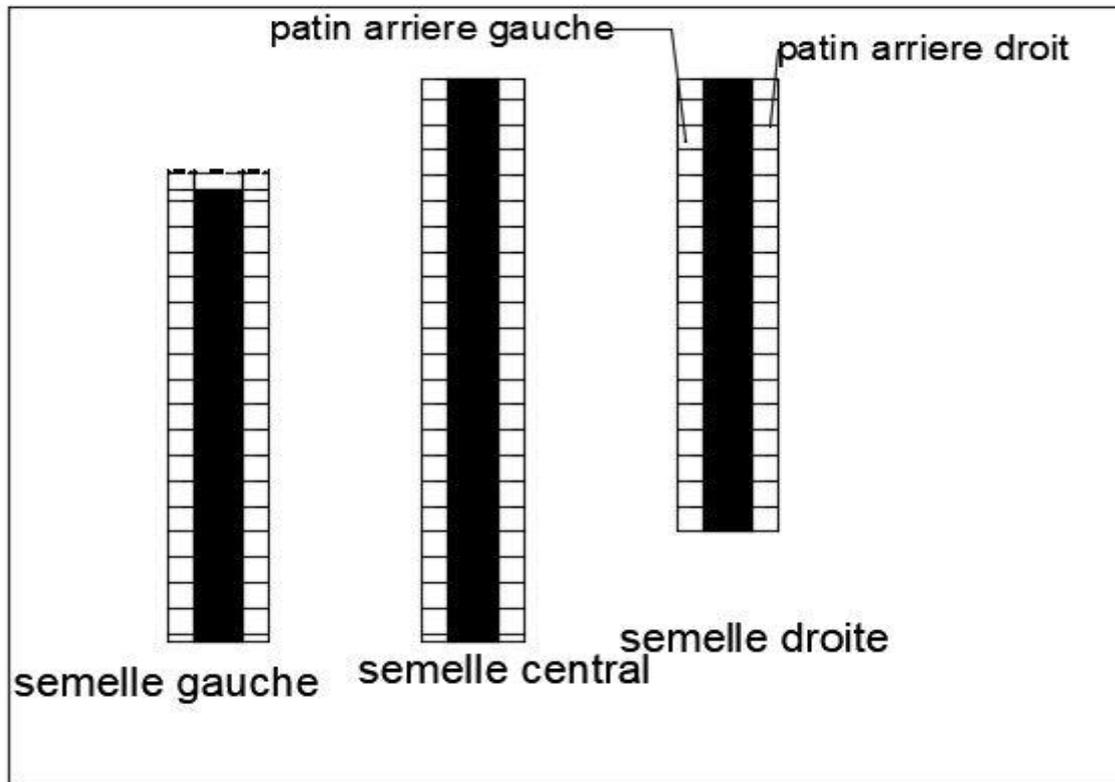


Figure VII.1 : Vue en plan de la semelle

N.B : Avant la pose des semelles on met une couche de béton de propreté de 10 cm, avec un ciment spécial à cause de l'agressivité du sol

VII.4 Ferrailage des semelles :

Caractéristiques :

- **Les moments fléchissant et efforts normaux :**

Voir les tableaux (IV.4-IV.5-IV.6-IV.7-IV.8)

- **Les données :**

La résistance caractéristique du béton à la compression $f_{c28} = 30$ MPa

Acier à hautes adhérences (HA) $f_e = 500$ MPa

Acier ronds lisses adhérents (Adx) $f_e = 240$ MPa

Fissuration préjudiciable

- **Les hypothèses :**

La contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 30$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction des armatures :

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28})$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 30 + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 500 ; 110 \times \sqrt{1,6} \times 2,4)$$

$$\sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa}$$

On a: $b = 1,50 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$; $d = 0,9h = 0,90 \text{ m}$

A. Semelle de rive :

1) Patin extérieur :

Nappe inférieure :

- **Calcul a l'ELU :**

$$M_u = 1,870 \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5}$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{1,870}{1,50 \times (0,90)^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,0905 \quad (\mu = 0,0905 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0905})$$

$$\alpha = 0,118$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,90 (1 - 0,4 \times 0,118)$$

$$Z = 0,857 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_{\sigma st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_{st}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1,870}{0,857 \times 434,78}$$

$$A_{st} = 50,186 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage** : 80,42 cm² (8T32+8T16)

• **Calcul a L'ELS:**

$$M_s = 1,389 \text{ MN.m}$$

$$\frac{bx^2}{2} + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc} = 0 \quad \text{et } n = 15$$

$$0,75x^2 - 15 \times 80,42 \times 10^{-4} (0,9 - x) = 0$$

$$0,75x^2 + 0,120x - 0,109 = 0$$

$$\rightarrow x = 0,294 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x-d')^2 + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 1,5 \times 0,294^3 / 3 + 15 \times (80,42 \times 10^{-4}) (0,90 - 0,294)^2$$

$$I = 0,057 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{1,389 \times 0,294}{0,057}$$

$$\sigma_{bc} = 7,164 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 1,389 \times (0,9 - 0,294)}{0,057}$$

$$\sigma_{st} = 211,508 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) **Patin extérieur :**

a) **Nappe inferieure :**

• **Calcul a L'ELU:**

$$M_u = 0,518 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0,025 \quad (\mu = 0,025 < \mu_r = 0,372) \rightarrow \text{Section a simple armatures}$$

$$\alpha = 0,031$$

$$Z = 0,888 \text{ m}$$

$$A_{st} = 13,41 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage** : $34,36 \text{ cm}^2$ (7HA25)

- **Calcul a L'ELS:**

$$M_s = 0,386 \text{ MN.m}$$

$$x = 0,215 \text{ m}$$

$$I = 0,029 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,86 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 123,786 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Nappe supérieure :

- **Calcul a L'ELU:**

$$M_u = 0,640 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0,03 \quad (\mu = 0,03 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 0,038$$

$$Z = 0,886 \text{ m}$$

$$A_{st} = 16,61 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage** : $34,36 \text{ cm}^2$ (7HA25)

- **Calcul a L'ELS:**

$$M_s = 0,308 \text{ MN.m}$$

$$x = 0,215 \text{ m}$$

$$I = 0,029 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,55 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 169,36 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B. Semelle de rive :**a) Nappe inferieure :****• Calcul a L'ELU:**

$$M_u = 1,134 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0,055 \quad (\mu = 0,055 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 0,07$$

$$Z = 0,875 \text{ m}$$

$$A_{st} = 29,80 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage : 56,30 cm² (7HA32)**

• Calcul a L'ELS:

$$M_s = 0,842 \text{ MN.m}$$

$$x = 0,267 \text{ m}$$

$$I = 0,043 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,22 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 185,93 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Nappe supérieure :**• Calcul a L'ELU:**

$$M_u = 0,009 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0,004 \quad (\mu = 0,0004 < \mu_r = 0,372)$$

→ Section a simple armatures

$$\alpha = 0,005$$

$$Z = 0,889 \text{ m}$$

$$A_{st} = 2,3 \text{ cm}^2$$

→ **Choix de ferrailage : 7,92 cm² (7HA12)**

- **Calcul a L'ELS:**

$$M_s = 0,006 \text{ MN.m}$$

$$x = 0,108 \text{ m}$$

$$I = 0,008 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,13 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 72,64 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 215,555 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Semelle	Patin	Nappe	A _{st} (cm ²)	Ferraillage (cm ²)
Semelle de rive	Patin intérieur	Nappe inférieure	50,186	80,42(8HA32+8HA16)
	Patin extérieur	Nappe inférieure	13,41	34,36(7HA25)
		Nappe supérieure	16,61	34,36(7HA25)
Semelle centrale		Nappe inférieure	29,80	56,30(7HA32)
		Nappe supérieure	2,3	7,92(7HA12)

Tableau VII.1 Résultats de ferrailage des semelles

VII.5 Vérification a l'effort tranchant :

A. Semelle de rive :

1) Patin extérieur :

Nappe inférieure :

$$T_u = 940,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,940}{1,5 \times 0,90} = 0,696 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,696 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,696 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Patin extérieur :

a) Nappe inférieure :

$$T_u = 743,6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,743}{1,5 \times 0,9} = 0,550 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,550 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,550 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Nappe supérieure :

$$T_u = 431,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,431}{1,5 \times 0,9} = 0,319 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,319 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,319 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B. Semelle centrale :

a) Nappe supérieure :

$$T_u = 199,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,199}{1,5 \times 0,9} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0,147 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Nappe inferieure :

$$T_u = 476,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,476}{1,5 \times 0,9} = 0,352 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,352 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0,352 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

VII.6 Vérification déplacement-contrainte au sol :**A. Déplacement :**

L'interprétation des résultats donne les déplacements suivants :

$$U_{3_{max}}(\text{els}) = 2,50 \text{ cm}$$

$$U_{3_{min}}(\text{els}) = 1,95 \text{ cm}$$

D'où la contrainte effective sur le sol $\sigma_{eff} = \frac{U_{3_{min}} + U_{3_{max}} \times 3}{4}$

$$\sigma_{eff} = \frac{1,95 + 2,50 \times 3}{4} = 2,36 \text{ bar}$$

B. Contrainte au sol :

La contrainte effective sur le sol $\sigma_{eff} = 2,36 \text{ bar}$ qui est inferieur a la contrainte admissible du sol .

$\sigma_{adm} = 2,50 \text{ bar}$ ce qui est satisfaisant

Chapitre VIII: les équipements du pont

VIII.1 Introduction :

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, protection des talus par des pierres, etc.) tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appui, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

Tous les équipements doivent être accessibles pour pouvoir contrôler leur état. Par rapport à la structure porteuse, les équipements sont caractérisés par une durée de vie moindre, non seulement parce qu'ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de dilatation (directement soumis aux effets du trafic) ou des appareils d'appui, mais aussi parce qu'un surdimensionnement n'offrirait pas une meilleure garantie de durabilité dans certaines conditions environnementales défavorables. Il convient donc d'adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Enfin, les équipements ont une importance économique réelle : ils représentent de 8 à 12 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et peuvent, dans certains cas limites, atteindre 25 à 30 %. Mais, surtout, ils représentent environ 36 % de son coût d'entretien. [5]

N.B : Pour notre cas un pont en béton préfabriqué on n'a pas des appareils d'appuis ni des joints de dilatations car les constructions en préfabriqué nécessitent des encastresments.

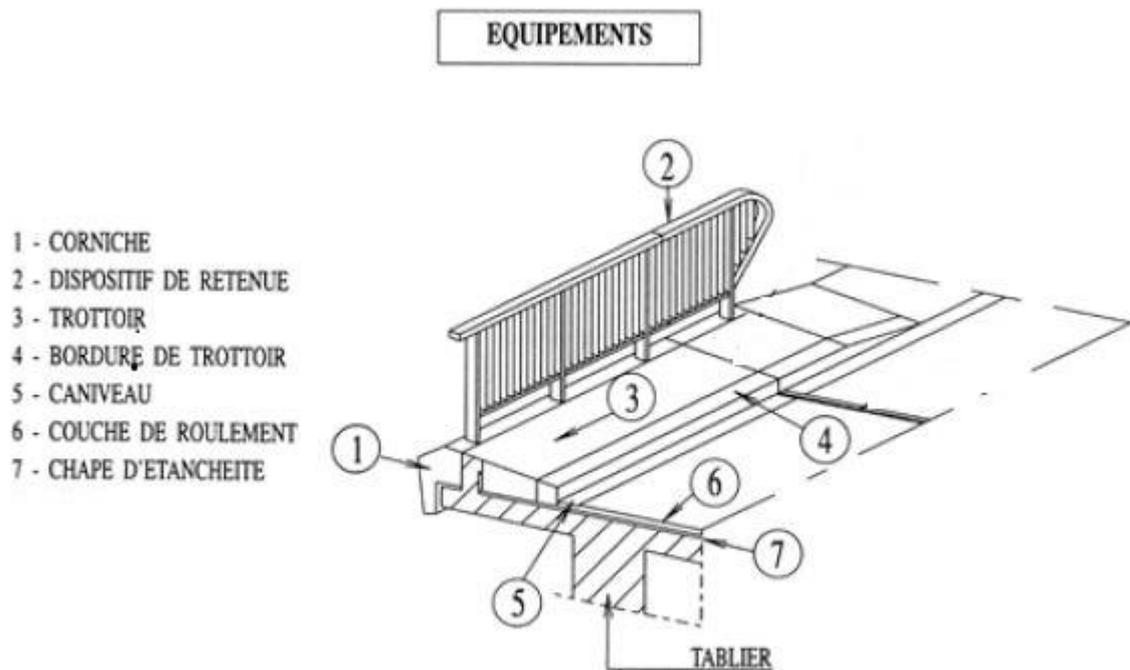


Figure VIII.1 : Equipements d'un pont

VIII.2 Les Trottoirs, pistes cyclables et mur garde ballast :

Il s'agit d'un espace latéral du profil en travers dument identifie par surélévation par rapport au niveau de la voie de circulation des véhicules et dont la fonction principale est de supporter une piste piétonne.

Il est limité cote circulation par une marche ou par un dispositif de retenue et cote vide par un garde corps (ou une barrière de sécurité des piétons).

Cette position en surélévation est usuellement utilisée pour faire transiter sur l'ouvrage des canalisations de services publics ou de concessionnaires. le trottoir peut être utilisé moyennant certaines adaptations pour permettre une cohabitation comme support d'une piste cyclable.

Les rôles des trottoirs et de protège les piétons on les isolons par simple surélévation.[5]

VIII.3Mur garde ballasts :

Permet de retenir le ballast au droit des traverses spéciales supportant des coffrets de commande d'aiguillage.

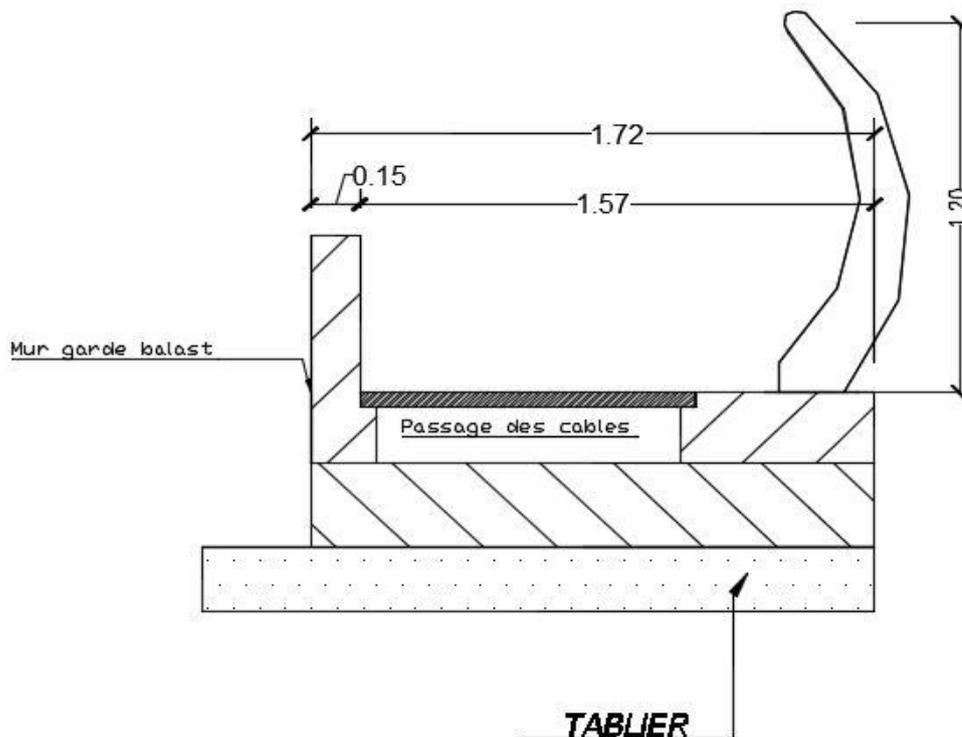


Figure VIII.2: Une partie des équipements d'un pont

VIII.4 Dispositif d'éclairage :

Si une chaussée est éclairé hors du pont elle le sera également sur celui-ci avec le même dispositif et avec le même éclairage on utilise pour cela lampadaire qui peuvent être dispose uni latéralement, bi latéralement avec symétrie ou non symétrique.

Il peuvent être dispose sur les bords du trottoir a une distance minimum de 60 a 75 cm de la bordure ou sur les gardes corps

La hauteur optimum a adopter sur le foyer lumineux est comprise entre 7.5 est 8.5 m, leur espacement dépend de la largeur de la voie, leur hauteur et leur intensité lumineuse elle est comprise entre 25 et 40 m. [6]

VIII.5 Chape d'étanchéité :

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et, surtout, eau chargée de sels anti-verglas dans le cas des ponts routiers) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une chape d'étanchéité (représentant 2 à 3 % du coût de l'ouvrage neuf), disposée sur la dalle de béton, ou à un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes).

Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Si la circulation est importante, il faut recourir à des solutions plus élaborées : par exemple, une chape épaisse en asphalte coulé, ou une chape mince constituée d'un film adhérent au support, ou encore des feuilles préfabriquées bitumineuses..

Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que l'étanchéité soit réellement imperméable et durable. [5]

VIII.6 Les corniches :

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

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- en éloignant l'eau des parements verticaux ;
- et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

En site urbain ou protégé, on recourt de plus en plus fréquemment aux corniches-caniveaux qui assurent, à la fois une fonction esthétique, et une fonction d'évacuation longitudinale des eaux de pluie. [5]

VIII.7 Dispositifs de retenue pour les ponts :

Les dispositifs de retenue comprennent :

1. **Les garde-corps** ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger

La hauteur minimale du garde corps :

$$h_{\min} = \text{Inf}(1.20\text{m} ; 0.95\text{m} + 0.005H \pm 0.05\text{m})$$



Figure VIII.3 : Dispositif de retenue et corniche du pk 7 Mecheria

2. **Les glissières** : sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides.
 - a) Les glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux ; lesquels reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique.
 - b) Les glissières rigides généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues. Compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.
3. **les barrières** sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction. [5]

VIII.8 Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plateforme ferroviaire Elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une voie routière bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches-caniveaux.[5]

Chapitre IX : La préfabrication

Introduction :

La préfabrication, mode constructif né après la Seconde Guerre mondiale, est apparue en son temps dans un contexte de pénurie de logements et de profusion d'innovations industrielles.

Aujourd'hui, c'est une option proposée aux architectes dans le cadre de leurs choix pour élaborer leurs projets et aux entreprises pour l'optimisation de leurs chantiers. La préfabrication, et en particulier celle du béton, a élargi sa palette de produits, systèmes et «modules» clés en main et/ou standardisés.

Ces derniers présentent l'avantage d'une fabrication totalement maîtrisée grâce à l'approche industrielle. Les industriels du béton s'efforcent de prendre en compte les exigences de qualité, de confort et de respect de l'environnement incontournables dans l'habitat.

Les éléments de construction ainsi produits concernent aussi bien la structure que l'enveloppe et les éléments de second œuvre. [6]

IX.1 Matériaux de construction :

À partir d'une base commune de constituants minéraux connus et disponibles localement (granulats, ciment, eau), c'est bien de bétons au pluriel dont il faut parler. Ils se différencient en effet par leur composition, c'est-à-dire le dosage relatif de chacun des constituants, ainsi que par la nature de ceux-ci. Par exemple, la teneur en ciment, rapportée à la masse sèche de l'ensemble des constituants varie de 7 % (blocs et entrevous) à 20 % (tuiles) en moyenne. De même, la dimension maximale des granulats varie de 3 mm (tuiles) à 25 mm (éléments de murs). La consistance du béton frais (de très ferme à fluide) permet soit un démoulage immédiat des produits, soit un démoulage différé. L'industrie des produits en béton a intégré, voire initié, des évolutions majeures de la composition des bétons utilisés en préfabrication. [6]

- **Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP)** permettent, entre autres, la réalisation de produits architecturaux élégants et structurés, mais aussi de solutions constructives élancées et très résistantes.

- **Les bétons autoplaçants** sont maintenant couramment utilisés pour la fabrication de certains produits lourds et complexes (escaliers, poutres, murs à coffrages intégrés [MCI]). Leur fluidité est obtenue par l'utilisation d'une quantité élevée d'éléments fins (de taille inférieure à 125 μm) et d'adjuvants de type plastifiants.
- **Les bétons légers**, qui sont définis par une masse volumique inférieure à 2 000 kg/m^3 (en pratique, entre 800 et 1 500 kg/m^3) et impliquent l'utilisation de granulats particuliers (ponce, argile, ardoise expansée, bois), fournissent des réponses efficaces aux besoins de performances thermiques, acoustiques et mécaniques permettant des murs porteurs jusqu'à quatre niveaux.
- **Le béton cellulaire** constitue un cas particulier des bétons légers par sa masse volumique comprise entre 350 et 650 kg/m^3 . Elle est obtenue par un processus de fabrication particulier (Cf. 1.1.2). Il s'agit de béton qui se caractérise par une résistance à la compression permettant de supporter des parois porteuses jusqu'à quatre niveaux. [6]

IX.2 Procédure de fabrication :

Le mode de stockage des granulats détermine le type de centrale à béton intégrée aux centres de production (type tours, cases ou trémies en ligne...). La centrale automatique inclut la pesée précise et reproductible des constituants, élément fondamental pour l'obtention en permanence des caractéristiques visées pour les produits finis. Sa seconde fonction consiste à mélanger les constituants dans un malaxeur. Le plus souvent, les malaxeurs produisent des « gâchées » de volume variable selon les équipements (de 200 à 3 000 L de béton compacté), en combinant différentes technologies adaptées (cuve tournante, train valseur, axe vertical ou incliné, turbomalaxeur...) pour répondre à plusieurs objectifs de productivité, de régularité, de qualité et de sécurité. [6]



Figure IX.1 : Centrale a béton

IX.3 Les phase de construction :

❖ **Phase 1 :**

Préfabrication des éléments de l'ouvrage (poutre et montant).



Figure IX.2 : Vue 3D d'une poutre et un montant

❖ Phase 2 :

Après l'Excavation et coulage du béton de propreté enpose les montants préfabriqués .

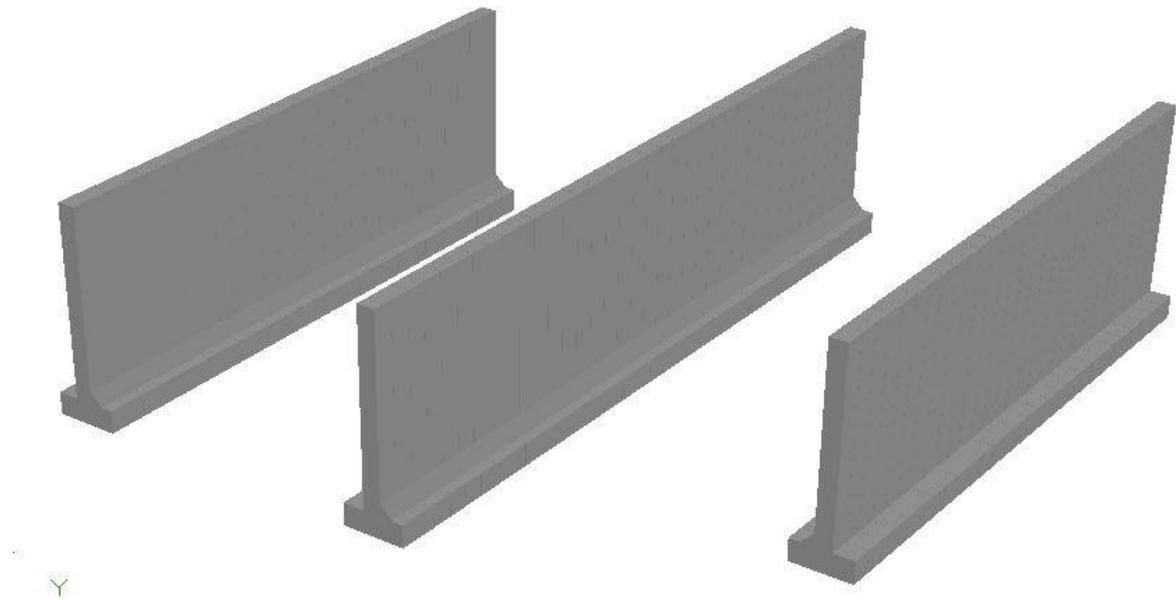


Figure IX.3 : Pose des montants

❖ Phase 3 :

Clavetage inferieure (coulage des semelles)

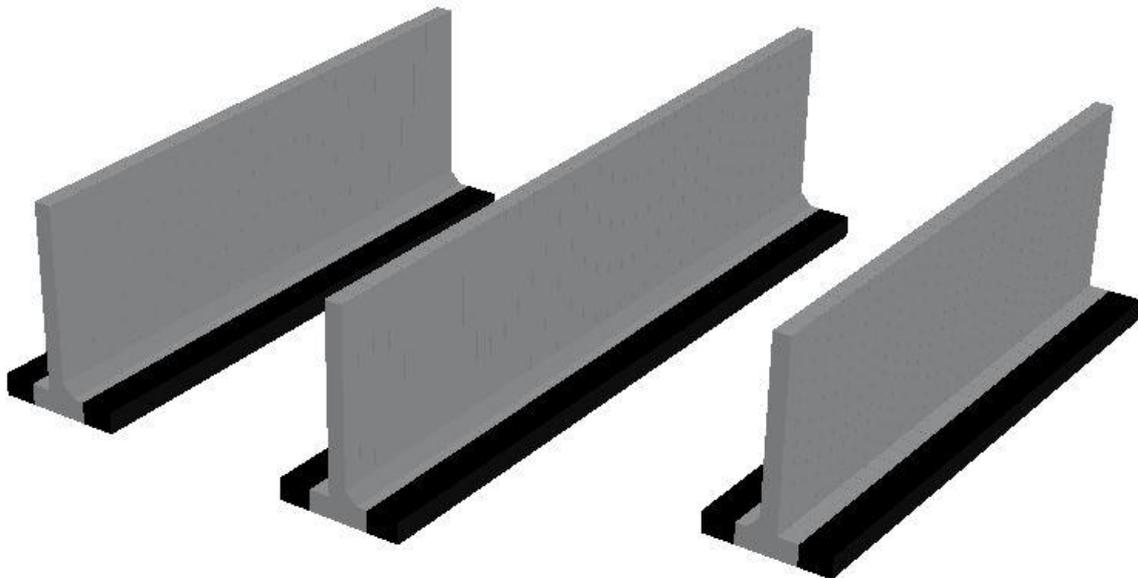


Figure IX.4 : Clavetage inferieure

❖ Phase 4 :

Clavetage supérieure (coulage des chevêtres)

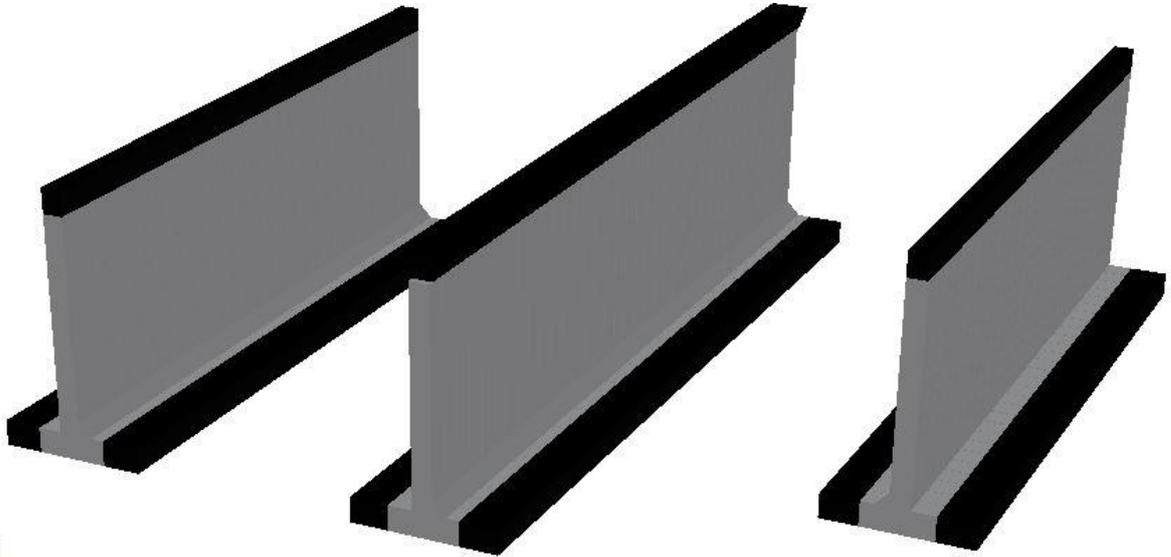


Figure IX.5 : Clavetage supérieure

❖ Phase 5 :

Pose des poutres préfabriquées

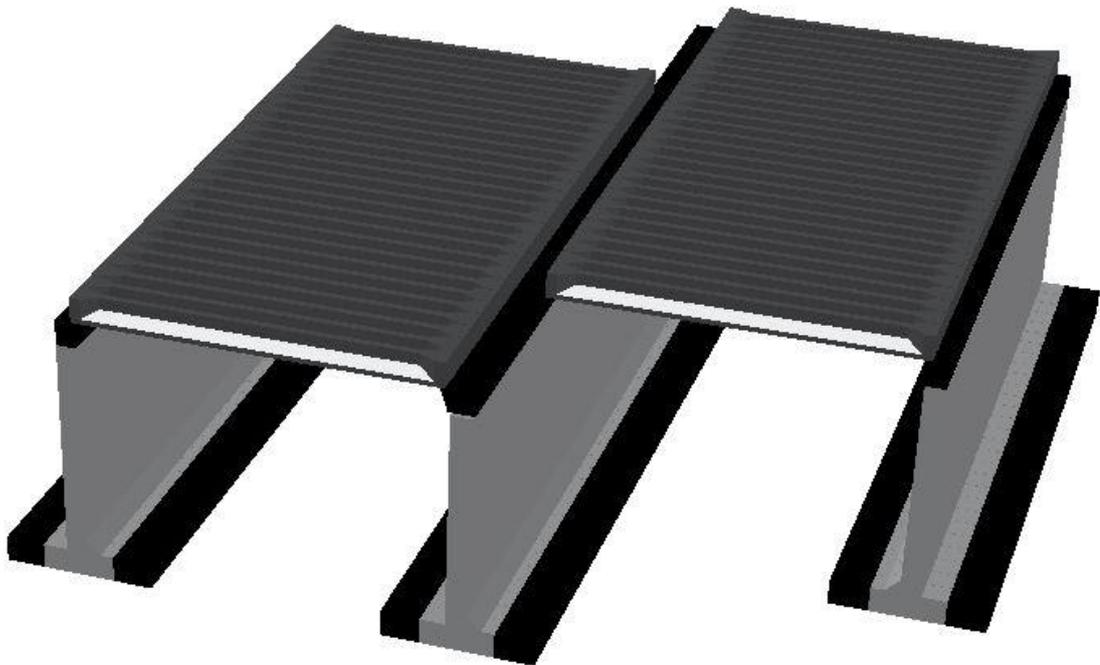


Figure IX.6 : Pose des poutres

❖ Phase 6 :

Coulage de tablier et nœuds supérieurs après pose du ferrailage

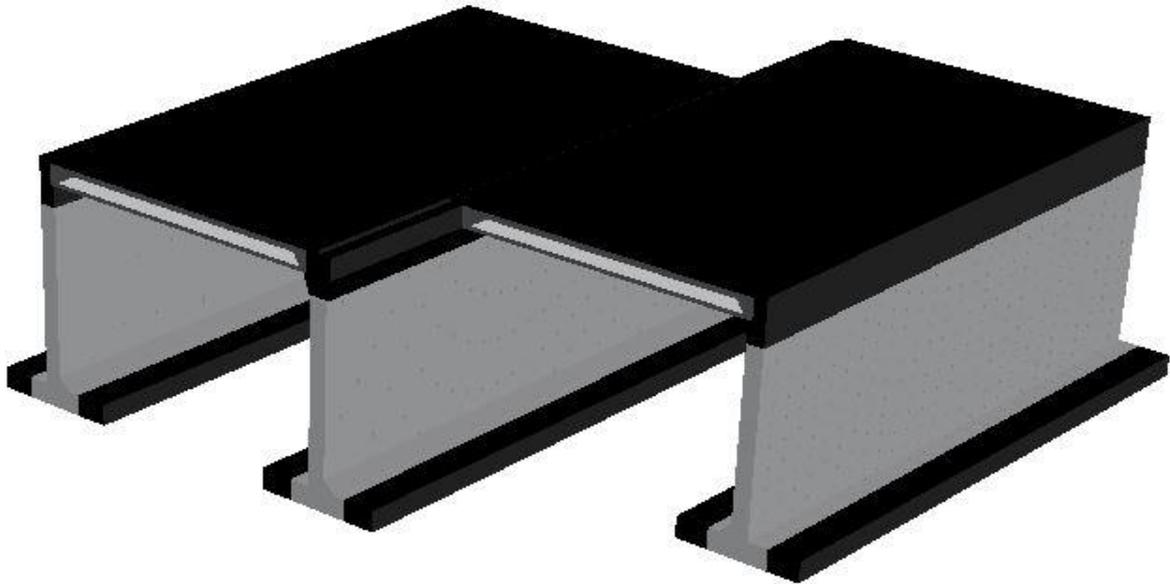


Figure IX.7 : Coulage de la dalle

IX.4 Esthétique des ponts préfabriqués

La société accorde de plus en plus d'importance à l'esthétique des ponts. Il convient donc d'y prêter l'attention nécessaire dès le début du projet. Comme pour toutes les constructions, l'apparence d'un pont est surtout déterminée par son aspect général, en d'autres termes par la première impression qu'il donne à un observateur placé à une certaine distance.

Lorsque l'observateur s'approche, sa perception est dominée par l'apparence des détails, comme l'architecture des piles et de la culée, la finition des surfaces, la forme, la couleur et les proportions des rives, etc.

la demande de ponts préfabriqués élégants a augmenté, surtout lorsque la hauteur libre sous le pont était limitée. [6]

IX.5 Les avantages et inconvénients :**❖ Avantage :**

- Efficace dans l'assemblage → rendement supérieur au chantier
- Qualité supérieure a des prix imbattables
- Garantir une meilleure résistance au séisme
- Environnement de production contrôlé
- Durable et écologiques

❖ Inconvénients :

- En diminuant la distance entre les poutres, lenombre de ces derniers augmente. Ceci augmentera toutefois le coût total
- Nécessite des moyens et des techniques de transport spéciaux

Devis estimatif pour ouvrage pk 1+225 sur la RN 06 entre Mechria et Bayadh.

N	Désignation	Unité	quantité	P,U	Montant
1	installation et repliement du chantier	F	1	13000000	13000000
2	étude géotechnique	F	1	1000000	1000000
Terrassement					
3	Déblai pour fouille	M3	1456	1250	1820000
4	remblai fouille	M3	650	900	585000
5	débroussaillage	M2	900	700	630000
6	remblai d'emprunt de matériau appropriés	M3	2800	1500	4200000
7	remblai d'emprunt ciment stabilise derrièreculées	M3	2560	6000	15360000
8	transport	M3/Km	4490	70	314300
Infrastructure					
9	Béton de propreté épaisseur =10cm	M3	183	9500	1738500
10	Béton armé de fondation des ponts y compris coffrage et ferrailage	M3	850	39000	33150000
Superstructure					
11	Béton armé en élévation pour les montants y compris coffrage et ferrailage	M3	803	47000	37741000
12	béton armé pour dalle du tablier et dalle y compris coffrage et ferrailage	M3	155	70000	10850000
13	fourniture et pose des poutres en béton armé dose a 400KG/m3	U	56	650000	36400000
14	fourniture des plaques en béton de fibres et pose entre semelle inferieure de poutres ep = 20cm	M2	358	5000	1790000
15	béton armé pour murs garde ballast, y compris coffrage et ferrailage	M3	50	45000	2250000
16	couvercles préfabriqués en béton pour les caniveaux de passage descâbles	ML	64	2250	144000
17	chape d'étanchéité du tablier, pont rail	M2	775	4200	3255000
18	couche de protection en béton arme sur tablier pont rail	M2	700	4500	3150000
19	chape d'étanchéité des parements enterrés	M2	500	1200	600000
20	puits de câbles en béton arme y compris coffrage et ferrailage	U	4	50000	200000
21	garde corps pour pont rail	ML	64	22000	1408000

22	corniche	ML	64	15000	960000
23	tube semi perforé (rigole) derrière la culée et mur de soutènement	ML	32	4200	134400
				Total HT	<i>somme projet (DA)=</i> 176008553,76

TVA 19 % = 33 441 625,21

Total TTC = 209 450 178,97 DA

Tableau IX.1 : Devis estimatif pour ouvrage pk 1+225

Conclusion générale :

L'ingénierie des ponts est un domaine très étendu car il englobe plusieurs aspects techniques et des connaissances requises.

Ce projet de fin d'études nous a permis de se rapprocher aussi bien du domaine pratique que du domaine de la conception dont notamment les études et les dimensionnements des différents éléments d'un ouvrage ainsi que la mise en conformité par rapport aux règlements (BAEL ; RPOA...etc) en adéquation avec les exigences des données du projet.

Dans la partie de la conception nous avons essayé de justifier notre choix concernant l'option de la variante la plus satisfaisante qui s'est avérée un pont semi préfabriqué.

En deuxième lieu, cela nous a permis de faire une modélisation complète de l'ouvrage et d'analyser son comportement Vis-à-vis des différents chargements au moyen du Logiciel SAP2000.

En dernier lieu et après étude des différents éléments du pont, on conclue la structure du pont résiste aux différentes sollicitations dues à l'ensemble des charges, surcharges et actions accidentelles.

Quant à l'aspect cout, nous souhaitons que notre étude ouvre la voie à d'autres projets d'études en considérant le même ouvrage mais avec des conceptions et mode de réalisation différents.

Enfin ce travail a enrichi notre formation et complété nos connaissances et tout en nous attribuant une humble expérience nécessaire à notre vie professionnelle.

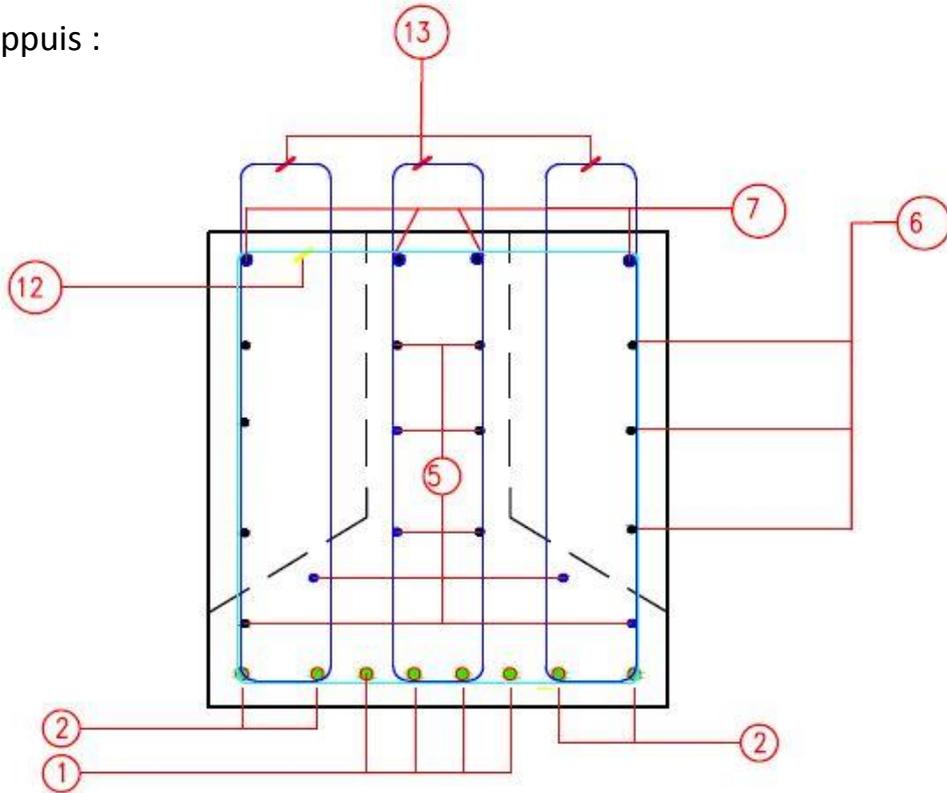
Références bibliographiques

- [1] Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Algérie (2008).
- [2] Ministère des travaux public. Document technique BAEL, Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armée selon la méthode des états limites.
- [3] **Abdellaoui.S.D, Benhamed.I**(2018).Etude et dimensionnement d'un pont ferroviaire mixte acier-béton. Université Abou BekrBelkaid Tlemcen. Master en génie civil.
- [4] **PLACIDI .M.** cours de pont. principe généraux –Conception, Méthodes de construction, ESTP-I.I.
- [5] **CALGARO.J-A, BERNARD-GELT.A.** Travaux publics et infrastructures – Equipements des ponts.
- [6] **HERRERIA. Christian**(2014).Le béton préfabriqué-FIB.
- [7] **Mr ‘‘ TALEB. O’’** : Cour de pont (faculté de technologie, département de génie civil, Tlemcen, (2017).

Annexes

Ferrailage des poutres

En appuis :



En travée :

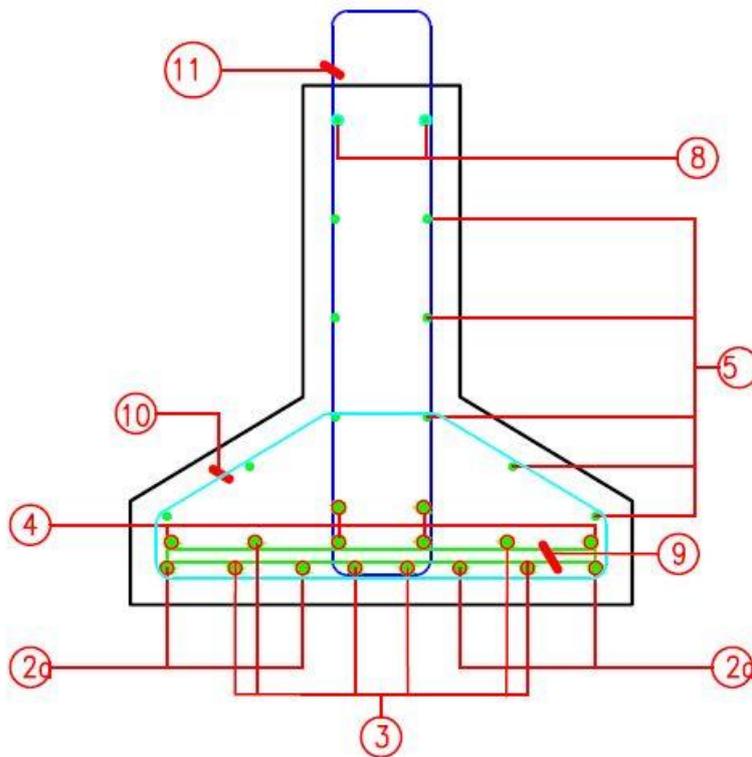
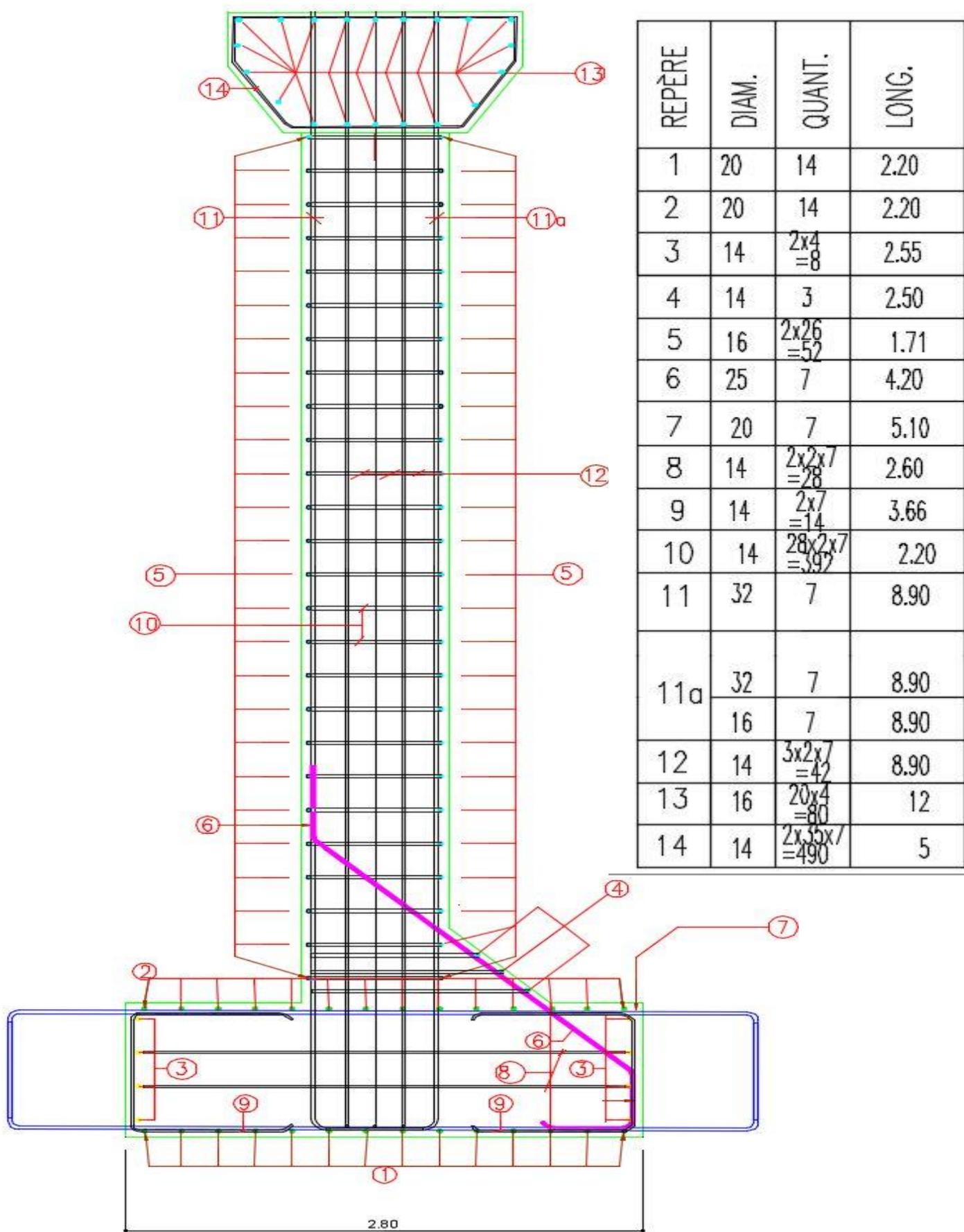


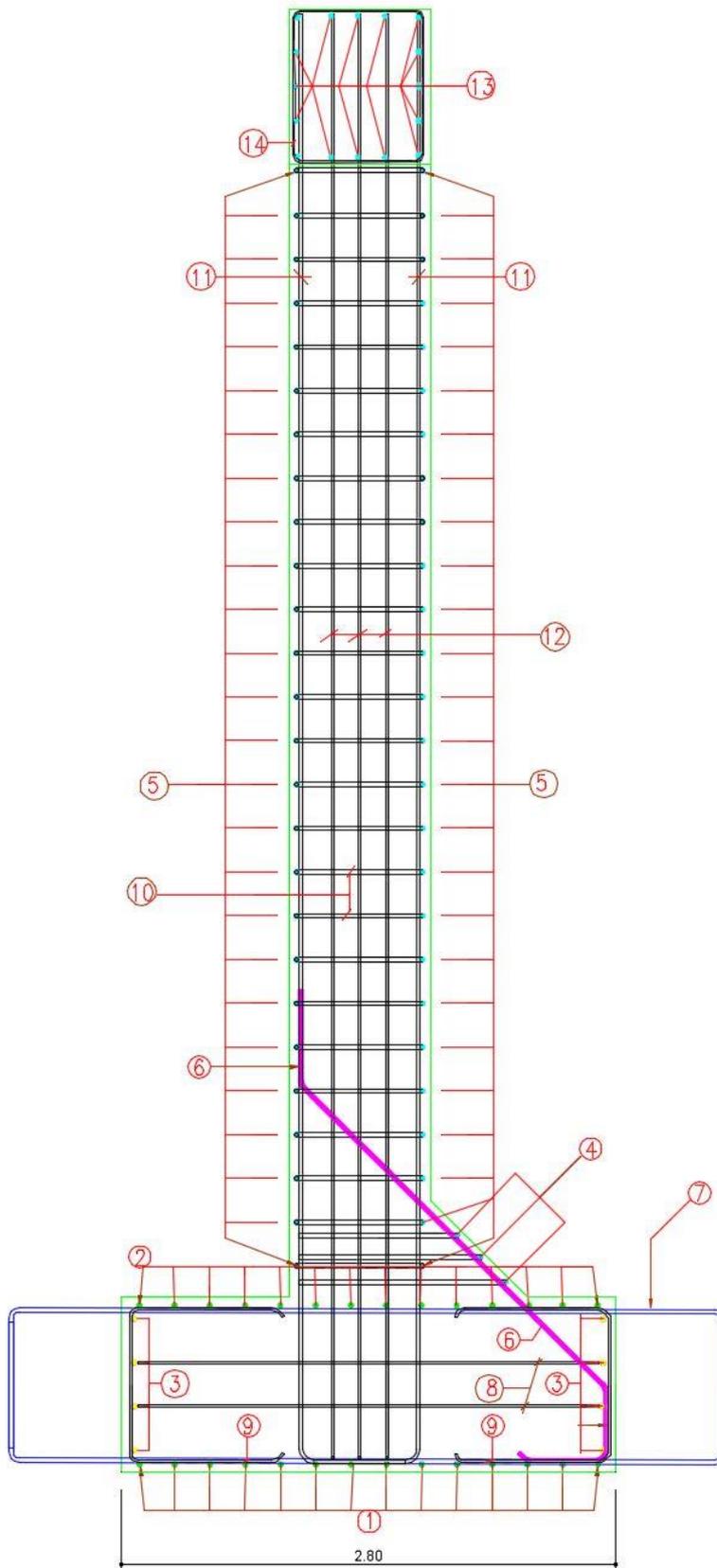
Tableau de ferrailage poutres

Rep	Dia	Nbre	L(m)
1	32	04	3.31
2	25	04	3.31
2a	25	04	12.0
3	20	06	12.00
4	16	06	12.00
5	12	20	7.21
6	12	6	2.34
7	25	04	4.85
8	25	02	12.0
9	25	03	12.0
10	14	91	2.30
11	14	91	2.90
12	14	12	2.28
13	14	12	2.90

Ferrailage montant central

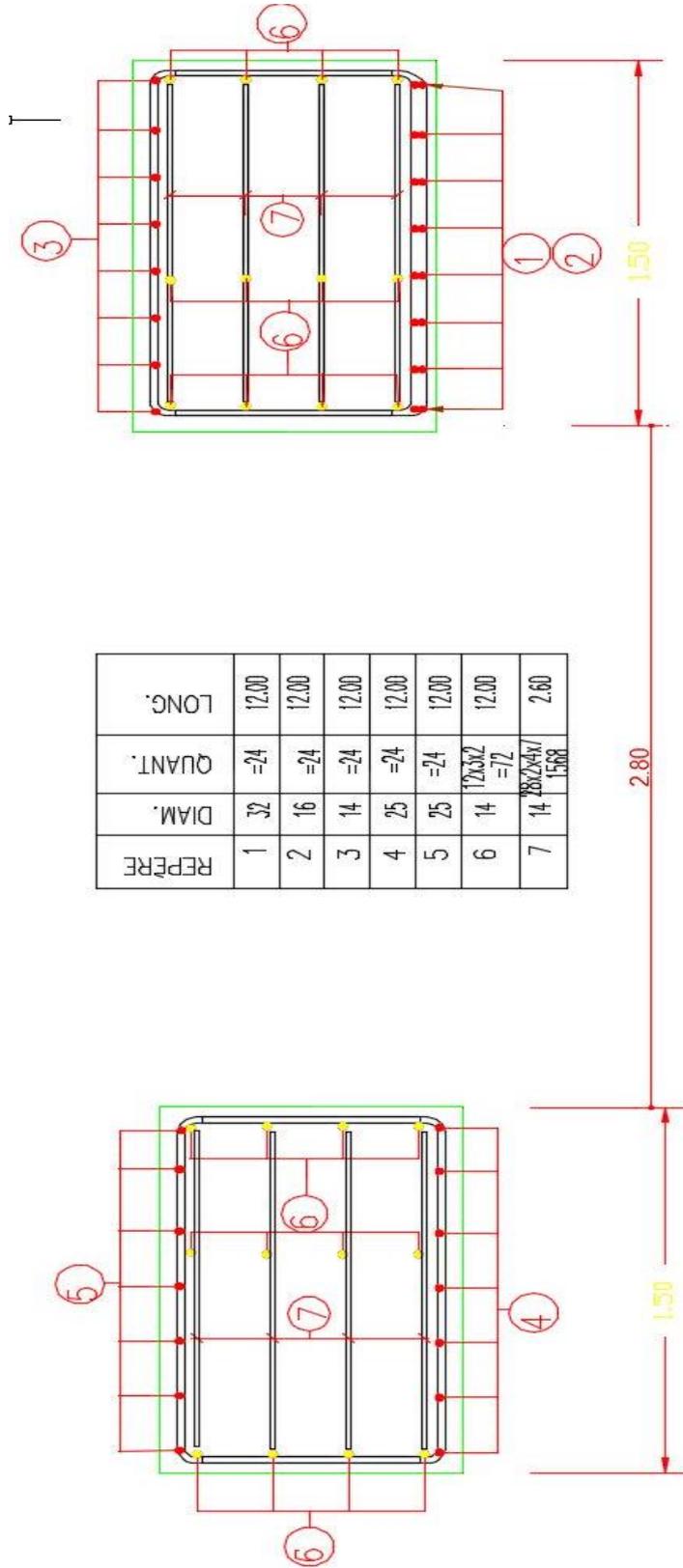


Ferrailage montant de rive



REPÈRE	DIAM.	QUANT.	LONG.
1	20	14	2.20
2	20	14	2.20
3	14	$\frac{2 \times 4}{=8}$	2.55
4	14	3	2.50
5	16	$\frac{2 \times 26}{=52}$	1.71
6	25	7	4.20
7	20	7	5.10
8	14	$\frac{2 \times 2 \times 7}{=28}$	2.60
9	14	$\frac{2 \times 7}{=14}$	3.66
10	14	$\frac{28 \times 2 \times 7}{=392}$	2.20
11	32	$\frac{2 \times 2 \times 7}{=28}$	8.90
12	14	$\frac{3 \times 2 \times 7}{=42}$	8.90
13	16	$\frac{16 \times 3}{=48}$	12
14	14	$\frac{2 \times 28 \times 7}{=392}$	4

Ferrailage semelle de rive :



Ferrailage semelle central :

