MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

N° de série :……

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Travaux publics
Option : Voie et ouvrage d'art

Étude d'un tablier de pont *(*béton armé)

Réalisé par : *- Mohamed Salem Beichar*
-Nadhir Gasmi

Membres de jury :

M. NOM Prénom	*Président*	*(MMM)*
M. NOM Prénom	*Examinateur*	*(MMM)*

Dirigé par :

M. Rebai Billel (MCB)

Présenté le : /09/2022

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS I.
DEDICACE II.
TABLE DES MATIERES III.
LISTE DES FIGURES IV.
LISTE DES TABLEAUX V.
INTRODUCTION GENERALE 1
Chapitre I GENERALITES SUR LES PONTS 3
3
L'historique du béton armé 3
Définition d'un pont en béton armé 3
Généralité sur les ponts 4
Ponts courants 4
Le pont à câble 9
La poutre 9
Préliminaire 9
Historique des ponts 9
Lexique relatif aux ponts 10
Les Appareils d'appuis 10
Le tablier 10
Superstructure 10
Les Equipements 10
1.5. Classification des ponts 10
Classification suivant la nature de la voie portée 11
Classification suivant le matériau de construction 11
Classification suivant leur disposition en plan 11
Pont droit 11
Pont biais 12
Pont courbe 12
Classification suivant la voie considérée 13
Pont de passage supérieur 13
Pont de passage inférieur 13
.6. Choix d'un type d'ouvrage 13
Choix de la structure 14
LES DONNEES D'ETUDES DE PROJET 15
Les données fonctionnelles 15
Données relatives à la voie portée 15
Données relatives à l'obstacle franchi 15
Les données naturelles 15
Les données géotechniques 15
Les données hydrauliques 15
Les données climatiques 16
Les données sismologiques 16
Les données d'intégration au site 16
Définition de la brèche 16
Analyse des caractéristiques géotechniques et hydrauliques 16
Dispositifs de retenue 16
Les appareils d'appui 16
les Joints de chaussée 17
Les Corniches 17
L'évacuation des eaux 17

Les dalles de transition 17
Les règlements techniques de calcul 17
Les règlements techniques d'exécutions 17
LES PRINCIPALES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES PONTS : 18
Fondations superficielles avec 2 situations : 18
. En Site terrestre 18
. En site aquatique 18
La hauteur d'eau est modérée 18
Fondations profondes sur pieux 19
Construction des tabliers 19
La construction sur cintre 19
La construction en place sans cintre 19
La construction en dehors de l'emplacement du pont 19
CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET 20
II.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 20
II.2) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 20
II-3-Données Géotechniques 21
Résultats des investigations 21
Résultats des sondages carottés 21
II-3.1.2 Résultats des essais au pénétromètre dynamique 22
II.3.1.2.1 Les résultats d'essais physiques et mécaniques 22
Le tracé en plan 24
Le profil en long 24
Le profil en travers 25
Données relatives à l'obstacle franchi 25
Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers 26
Ouvertures des ouvrages routiers 26
Chapitre 1II ETUDE DE TABLIER
Introduction : 27
Prédimensionnement du tablier 27
Largeur du tablier 27
Longueur des travées 27
Prédimensionnement des poutres 27
Caractéristique géométrique des sections 30
Etude des charges et surcharges 30
Charges permanentes (CP) 31
III.4.2.. Les charges routières 31
Classification des ponts : 31
Surcharges d'exploitation 33
Système de Charge A(L) 34
Surcharge « B » 35
Coefficient de majoration dynamique 36
Système de surcharge Bt 38
Système de surcharge Br 39
Surcharges Militaires 40
Surcharge exceptionnelle (convoi D240) 41
Surcharge de trottoirs 41
Les Efforts de Freinage 42
Les efforts Sismiques 43
Effort du vent 44

Actions thermiques **44**
Chapitre 1V MODELISATION DU PONT **45**
IV.1 Introduction : **45**
VI.2. Principe de la modélisation par ROBOT : **45**
IV.4 .les différents diagrammes des moments fléchissant des chargements mobiles : **46**
IV.5. Résultats numériques des moments fléchissant sous différentes combinaisons : **49**
IV.6 .Résultats numériques des efforts tranchants sous différentes combinaisons : **49**
Chapitre V ETUDE DES POUTRES **52**
Ferraillage des poutres : **52**
Les hypothèses : **52**
Calcul à l'état ultime de limite ELU : **52**
Calculons le moment restant de la table de compression : **53**
V. 3. Calcul à l'état limite de service ELS : **53**
Les armatures de répartition : **54**
V .4.2. Effet de l'effort de tranchant : **54**
V.4.3. Jonction de l'hourdis et l'âme de la poutre : **55**
V .4.4. Les hypothèses : **55**
V .4.5 . Calcul de la contre flèche **55**
Manutention des poutres **56**
Détermination des CRT des charges : **57**
Principes fondamentaux de la méthode de Guyon-Massonnet : **58**
V .6.2. Paramètres fondamentaux : **58**
Coefficient de Répartition Transversale (CRT): **59**
La rigidité flexionnelle des poutres : **60**
La rigidité flexionnelle de la dalle de couverture: **60**
Le paramètre d'entretoisement : **60**
Chapitre VI ETUDE DE L'HOURDIS **60**
VI: 1.Introduction **61**
VI: 2. caractéristiques géométriques **61**
VI:3. Etude de la flexion longitudinal **61**
VI: 4. Ferraillage de l'Hourdis **62**
VI.4-Vérification au poinçonnement Condition vérifiée: **65**
Conclusion générale **66**
BIBLIOGRAPHIE **67**

LISTE DES FIGURES

Fig I.1 : la voute **4**
Fig. I.2. Pont canal **5**
Fig. I.3. Pont-avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle **6**
Fig. I.4. Pont mixte **6**
Fig. I.5. Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé **7**
Fig. I.6. Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint **7**
Fig. I.7. Pont dalle **8**
Fig. I.8. Pont à câble **9**
Fig. I.9. Illustration d'un pont **10**
Figure I.10. Pont droit **12**
Figure I.11. Pont biais. (Tracé en plan) **12**
Figure I.12. Pont courbe. (Tracé en plan) **12**
Figure I.13. Passage supérieur. (PS) **13**
Figure I.14. Passage inférieur. (PI) **13**
Fig II .1 plan de situation du pont (maps.google.com) **20**
Fig. II.1 Coupe géologique de SC1 [4] **22**
Fig. II.2 Coupe géologique de SC2 [4] **22**
Fig. II.3 le profil en long **24**
Fig. II.4 Le profil en travers **26**
Fig. III. 1: Inclinaison du talon **29**
Fig. III. 2 : poutre en élévation **30**
Fig. III. 3: section d'about (A-A) et médiane (B-B) **30**
Fig. III. 4: Disposition du système ''Bc. **37**
Fig.III.5 : Les dimensions du système B. **39**
Fig. III.6 : Disposition du système B_r **40**
Fig. III.7 : Charge militaire (Mc120) **40**
Fig. III.8 : Disposition de D240 en plan **41**
Figure IV. 1: tableau des modèles de ROBOT **45**
Figure IV. 2: vue en 3D du pont à trois travées **46**
Figure IV. 3: Cas de chargement MC120 **46**
Figure IV. 4: Cas de chargement b t **47**
Figure IV. 5: Cas de chargement BC **47**
Figure IV. 6: : Cas de chargement Q (A(L)) **47**
Figure IV. 7: Diagramme des moments fléchissant sous ELS (cas le plus favorable) **48**
Figure IV. 8 ;Diagramme des moments fléchissant sous ELS BC (cas le plus favorable) **48**
Figure IV. 9: Diagramme des moments fléchissant sous ELS (cas le plus défavorable) **48**
Figure IV. 10: Diagrammes des efforts tranchants sous ELS3 (cas le plus défavorable) **50**
Figure IV. 11:Diagrammes des efforts tranchants sous ELU3 (cas le plus défavorable) **50**
Figure IV. 12:Efforts tranchants de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable) **51**
Figure V1 : poutre +dalle **52**
Figure V2 : section de la poutre **55**
Figure V3: Chargement de la poutre **55**
Figure V4 : position des points de levage **56**
Figure V5 : Diagramme des moments **57**
59

LISTE DES TABLEAUX

Le tableau. I.1 ci-après donne la comparaison relative des 2 solutions en BA retenues : 14

Le tableau II.2 ci-après montre les différentes caractéristiques de l'ouvrage. 20

Tableau III. 1: Détermination de a1 34

Tableau III. 2: Détermination de v0 35

Tableau. III. 3: Charge A (L) par voie 35

Tableau III.4: Détermination du coefficient bc 36

Tableau III.5 : Charge (bc) par voie 37

Tableau III.6. Charge (bt) par essieu 38

Tableau IV-1: Les moments fléchissant dans les poutres (KN.M) 46

Tableau IV. Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELS (KN.m) 49

Tableau IV. 1: Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELU (KN.m) 49

Tableau IV. 2 :Les efforts tranchants dans les poutres sous ELS (KN/m) 49

Tableau IV. 3 :Les efforts tranchants dans les poutres sous ELU (KN/m) 50

Tableau V1: .les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants 52

Tableau V2 : valeur de la contre flèche 56

Tab.VI:1. les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par ROBOT) 61

Tab.VI:2. Les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par ROBOT) 61

Tab.VI:3: Tableau récapitulatif pour le ferraillage de l'hourdis 64

Tableau VI. 4: Vérification au poinçonnement 65

DEDICACES

Tous d’abord je remercie le bon dieu qui m’a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d’étude.

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m’ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, 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 chères sœurs

Toute la promotion : V.O.A 2022.

REMERCIEMENTS

Nous tenons dans un premier temps à remercier DIEU tout puissant de nous avoir donné la chance et le privilège d'étudie et de nous avoir permis d'en arriver là.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre encadreur : Mr.REBAI BILLEL ; qui s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer. Qu'il trouve ici l'expression de nos sincères gratitudes.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université ABBES LAGHROUR en particulier ceux du département de GENIE CIVIL.

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire

INTRODUCTION GENERALE

De l' antiquité à nos jours en passant par le Moyen-âge et la Renaissance, l' homme a toujours éprouvé le besoin de communiquer, de découvrir les autres localités, de dompter les autres civilisations. La satisfaction de ces besoins nécessitait des déplacements pas souvent évidents à cause d obstacles naturels. Dès lors, il a été créé des moyens de franchissement telles que: la voie maritime, la voie aérienne et la voie terrestre. Cette dernière se compose des chemins de fer, des routes et des ponts.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (oued, rivière, lac, vallée,…), ou artificiel (route, voie ferrée, canal,…). La voie portée peut être: une voie routière (pont-route), piétons (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou plus rarement une voie d'eau (pont-canal).

Ces ponts doivent être assez robustes pour supporter leur propre poids ainsi que la charge que l' on veut leur faire porter (gens, automobiles, camions, trains...). De plus, les ponts doivent supporter le mauvais traitement que la nature leur fait subir telle la pluie, le vent, les tremblements de terre… En dernier lieu, un pont doit être esthétique, c'est-à-dire qu' il devra être beau et ne pas cacher la vue de l' environnement.

L'objectif de ce travail est l'étude d'un pont à poutres en béton armé en satisfaisant deux volets : Conception et Dimensionnement. Dans la partie conception, il sera question de proposer en fonction des données naturelles, fonctionnelles et administratives une variante structurelle du pont à construire. Le second axe beaucoup plus technique nous permettra de définir la forme géométrique complète ainsi que le ferraillage des éléments de l'ouvrage..

Ceci nous a poussés à faire une étude sur les ponts dont les étapes principales suivantes :

Le premier chapitre est pour géneralites sur les ponts en suite dans le deuxième chapitre qui es réservé pour présentation du projet , Le troisième chapitre est consacré à étudier du tablier à pont en béton arme , le quatrième chapitre est pour modélisation du projet ; Le cinquième chapitre porte sur etude des poutres apres dans le sixième chapitre est pour etude de l'hourdis. Finalement, on a terminé notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES PONTS

L'historique du béton armé

Le béton armé était inventé vers 1850 par laubot, qui a fabriqué une barque en ciment armé D'un quadrillage de barres de fer. En 1852 François Coignet enrobe des profilés de fer dans du Béton pour construire une terrasse.

En 1880 c'est la construction de la première dalle en béton armé .En 1890, le premier pont en Béton armé (pont à trois arches de 40,5 et 40m de portée), le pont en arc du Resrgimento à Rome qui dépasse en 1911 en 1911 les plus grandes butes en maçonnerie avec une portée de 100m L'utilisation du béton armé s'est développée largement à partir du XXe siècle .

le domaine D'emploi privilégié du béton armé a été la construction des ponts en arc, pour lesquels le Béton qui résiste bien à la compression est particulièrement adapté. En 1911 Eugène Freyssinet a construit le pont de Veurdre sur l'Allier avec trois arches de 72,5 et 68m de portée. Freyssinet découvre alors le fluage du béton : la mise en compression de l'arc par enlèvement De l'échafaudage produit un raccourcissement élastique parfaitement classique qui se produit Dans le temps jusqu'à devenir deux à trois fois supérieur, le béton flue sous la charge et les Effets du retrait hydraulique s'y ajoutent.

Définition d'un pont en béton armé

Les ponts en béton armé constituent une partie importante de l'ensemble des ouvrages routiers et ferroviaires.

Plus les portées sont moyennes ou faibles plus ils (les ponts) sont économiques et nécessitent un entretient réduit. Leur esthétique permet dans un grand nombre de cas un excellent aspect.

Un pont ou un viaduc c'est ce qu'on appelle un ouvrage d'art au sens de l'art de l'ingénieur c'est une structure qui permet de franchir un obstacle important une rivière, vallée profonde, structurellement il y a 3 types de ponts :

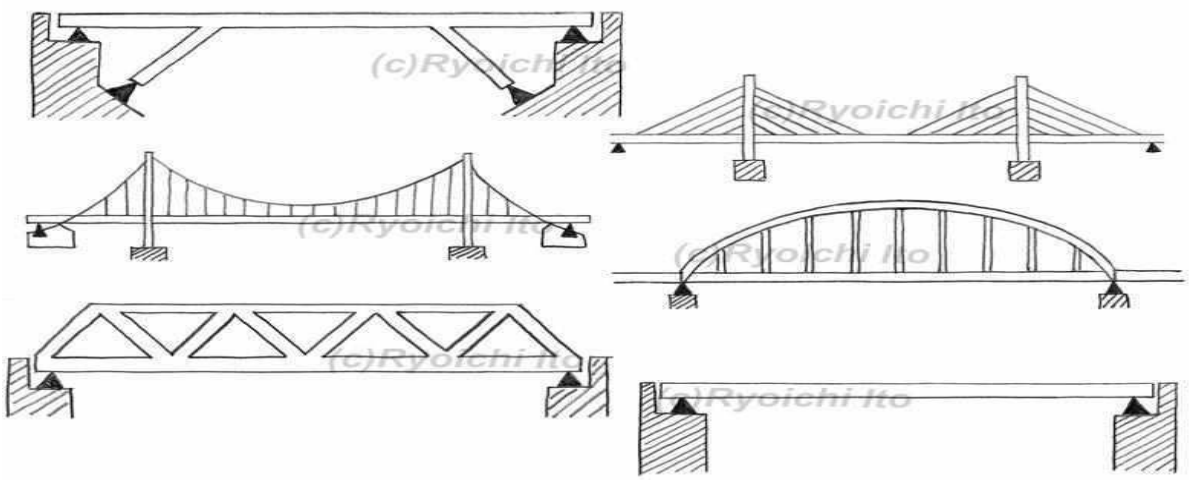


Fig I.1 : la voute

Généralités sur les ponts

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, digues) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que dans leur conception l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

Ponts courants

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. À l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

Les ponts courants désignent la majorité des ouvrages d'art ; ils sont définis généralement par complémentarité aux ponts non courants caractérisés eux-mêmes par :

- ✓ les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée,
- ✓ les ponts de longueur totale supérieure à 100 m,
- ✓ les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m^2,
- ✓ Les ponts mobiles,
- ✓ les ponts canaux,

les ouvrages se caractérisant par des difficultés particulières de dimensionnement, de conception ou de réalisation, relevant de techniques de construction innovants, présentant des géométries complexes (biais ou courbure importants…), nécessitant des travaux de fondations spéciaux, des études particulières (effets dynamiques)

En algérien, on peut considérer comme ponts courants les échangeurs au niveau des routes express et les différents ponts sur oueds ou sur voies ferrées dans les autoroutes et les routes nationales.

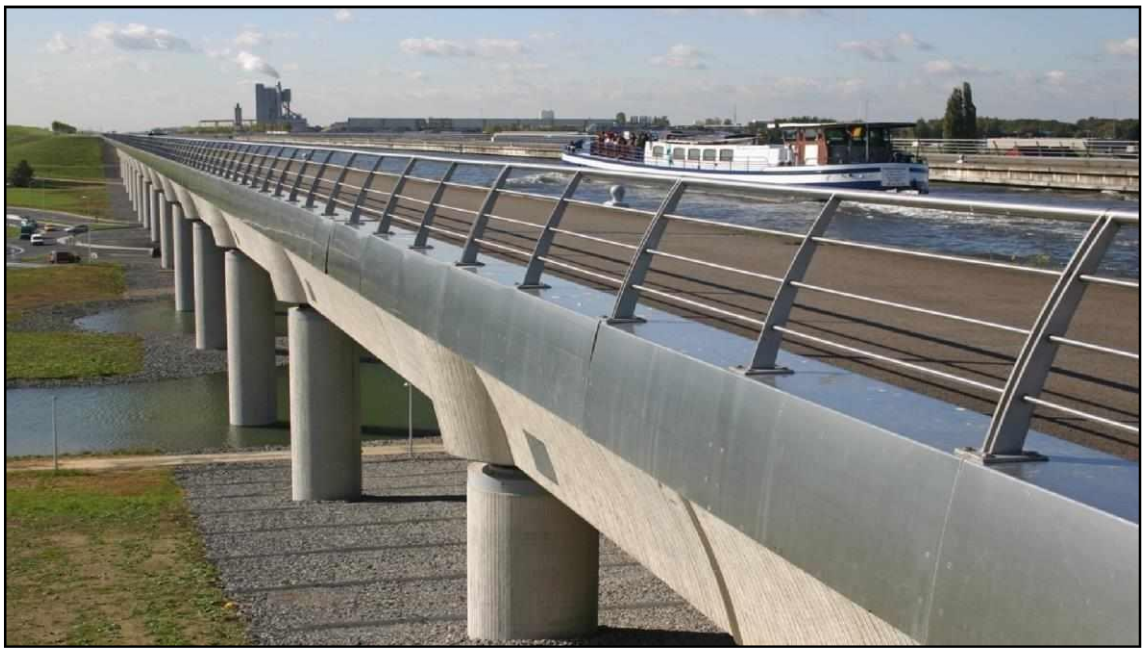


Fig. **I.2**. Pont canal

- ✓ Ponts pour avions : permettent aux avions de franchir un obstacle dans les aéroports.

Fig. **I.3.** Pont-avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle

Fig. **I.4.** Pont mixte

Fig. **I.5.** Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé

Fig. **I.6.** Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint

- ✓ Pont dalle : les dalles ont une section d'aspect général rectangulaire qui peut avoir un encorbellement latéral ou des nervures (figure 7).

Fig. **I.7.** Pont dalle

- ✓ Pont en arc : ce type est généralement parmi les anciens ponts en acier, en maçonnerie ou, en béton armé coulé sur place. Il nécessite un échafaudage et un cintre (étaiement) important et souvent coûteux. En revanche, ces ponts ont très esthétiques.
- ✓ Pont en poutre-caisson : c'est un pont dont le tablier est constitué par un assemblage de caissons
- ✓ Pont à câbles : ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. On distingue dans cette catégorie les ponts suspendus et les ponts à haubans. Les premiers ont leur tablier attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales

  un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Quant aux ponts haubanés, ils tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.

Le pont à câble :

Ce sont des pièces en acier dont la résistance 4 à 5 fois supérieur à celles de toutes les charpentes. Et donc ce Sont les câbles qui vont reprendre les charges de deux façon le plus ancien structure c'est le pont suspendu dans la quelles vous avez la structure porteuse c'est le grand câbles.

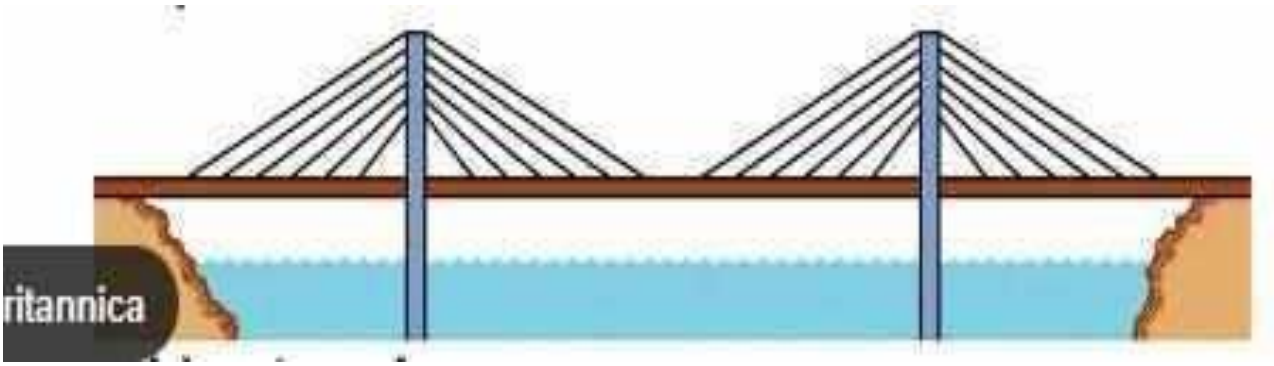


Fig. I.8. Pont à câble

La poutre :

Une poutre qu'on vient poser sur des appuis et bien les charges qui vonts'appuyer sur la poutre ils vont créer dans la partie supérieure la compression et dans la zone inferieure latraction. Évidement pour cela il faut que les matériaux soit capable de résister à la traction alors le pont à poutre ce qui il y a le plus banale on peut construire le pont à poutre :

- En bois
- En acier
- En béton précontrainte
- En béton armé
- Mixte

✓ **En béton armé** : l'armature est –t'on là parce que le béton résiste male à la traction mais on le complète par l'armature pour qu'il puisse résister c'est la structure classique.

Préliminaire :

Historique des ponts :

Pour élaborer des routes, on rencontre différents obstacles tels que les oueds ou rivières, les montagnes, les chemins de fer et les autres routes. Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom: Ouvrages d'Art. Ce terme est composé de deux mots

- « Ouvrages » indiquant les constructions.
- «Art» indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces Constructions.

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Lexique relatif aux ponts :

Un pont comprend quatre parties: les Fondations, les Appuis, le Tablier et les Superstructures.

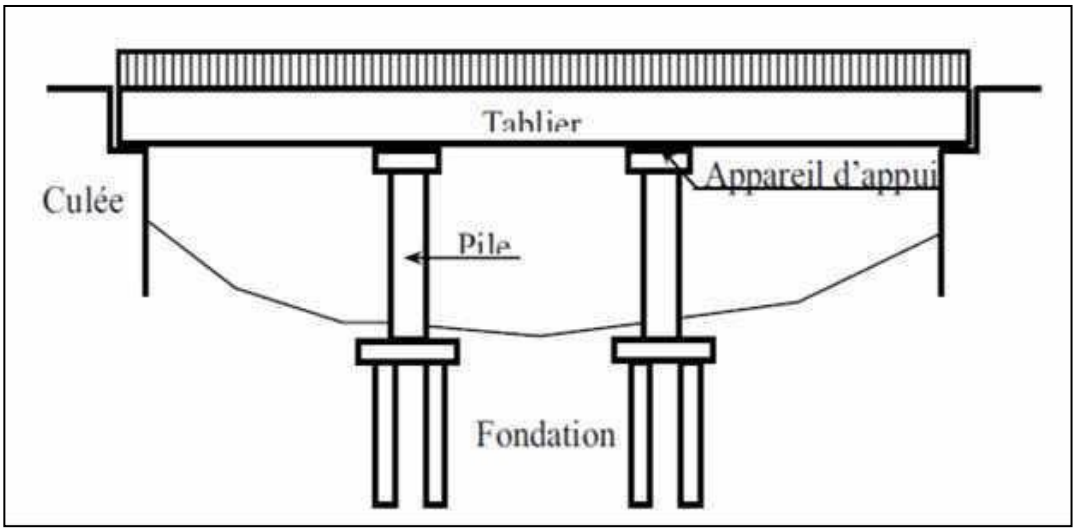


Fig. I.9. illustration d'un pont

Les Appareils d'appuis :

Ce sont des éléments servant à lier le tablier avec les appuis. Leur rôle principal est de transmettre aux appuis les charges provenant du tablier et permettre les rotations libres et translations du tablier par rapport aux appuis les plus utilisés sont ceux en élastomère.

Le tablier :

Il est constitué par un hourdis, supporté par des longrines et entretoises reportant elles-mêmes sur des poutres principales.

Superstructure :

Elle est généralement composée de :

- ✓ Chaussée ;
- ✓ Joint de chaussée ;
- ✓ Dalle de transition ;
- ✓ Trottoir ;

Les Equipements :

Ils servent à la sécurité pour la circulation, on distingue :

- ✓ Garde-corps, glissières ;
- ✓ Dispositifs d'éclairage ;

Classification des ponts :

Il est extrêmement difficile de classer les ponts en différentes catégories, car il existe de très nombreux critères de classement. On aura ci-dessous une liste non exhaustive de critères de classification avec quelques exemples illustrés.

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères. Sans être exhaustifs, nous allons en examiner quelques-uns.

- Suivant la nature de la voie portée.
- Suivant le matériau principal dont ils sont constitués.
- Suivant leur disposition en plan.
- Suivant la voie considérée.
- Suivant leur schéma transversal.

Classification suivant la nature de la voie portée :

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

La fonction d'un pont diffère d'un ouvrage à un autre. On peut trouver des :

- ✓ Ponts route : portant une route permettant la circulation des véhicules
- ✓ Ponts rail : supportant les chemins de fer
- ✓ Passerelles à piétons : réservées uniquement au passage des piétons
- ✓ Ponts canaux : permettent à un cours d'eau navigable, généralement un canal, de franchir un obstacle en creux.

Classification suivant le matériau de construction :

Les ponts peuvent être construits en :

- Bois.
- Maçonnerie.
- Métal (fonte, fer ou acier).
- Béton Armé.
- Béton Précontrainte.
- Mixtes (béton + acier).

Cette classification nous permet de comprendre l'évolution historique des modes de construction.

Classification suivant leur disposition en plan :

Ce classement tient compte de l'implantation par rapport aux lignes d'appuis transversales (ligne passant par l'axe des appareils d'appui).

Pont droit :

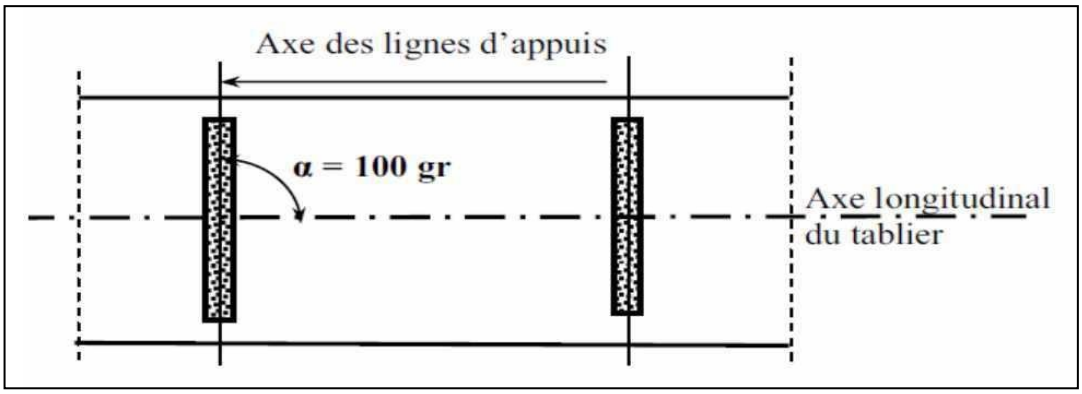


Figure I.10. Pont droit

Pont biais :

L'angle de biais est défini comme l'angle exprimé en grade compris entre l'axe longitudinal du tablier et les lignes des appuis (figure 1.3).

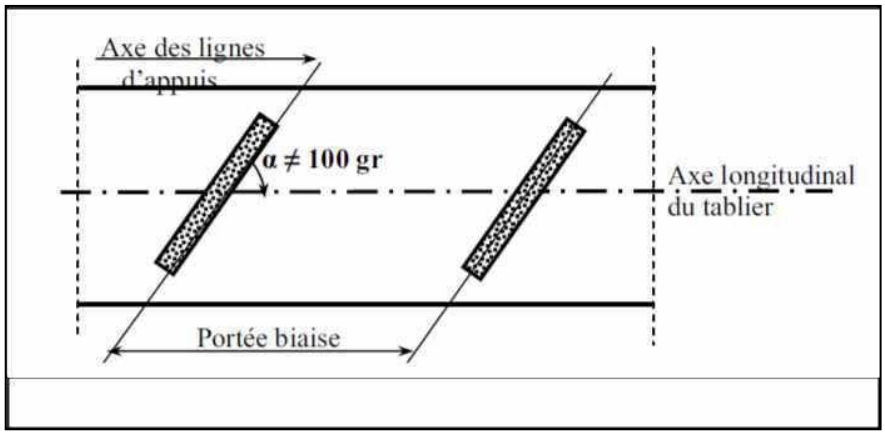


Figure I.11. Pont biais. *(Tracé* en plan)

Pont courbe :

L'axe de la voie portée est courbe.

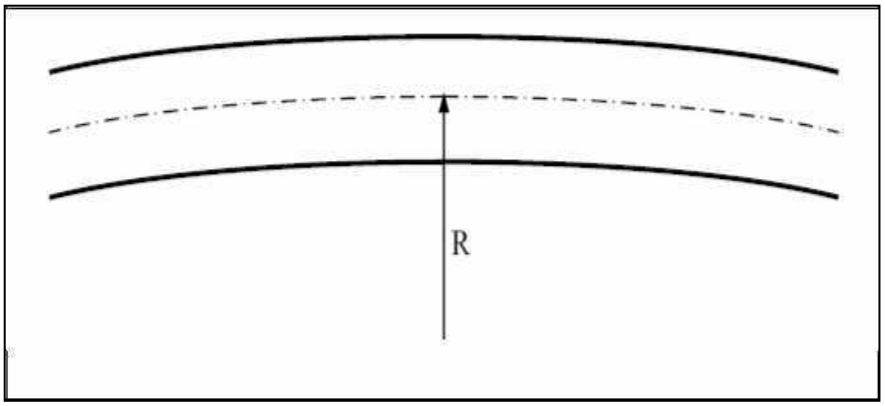


Figure I.12. *Pont courbe*. (Tracé en plan)

Classification suivant la voie considérée :

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

Pont de passage supérieur :

Le pont est placé en dessus de la voie principale prise comme référence tel qu'une autoroute ou la voie à construire.

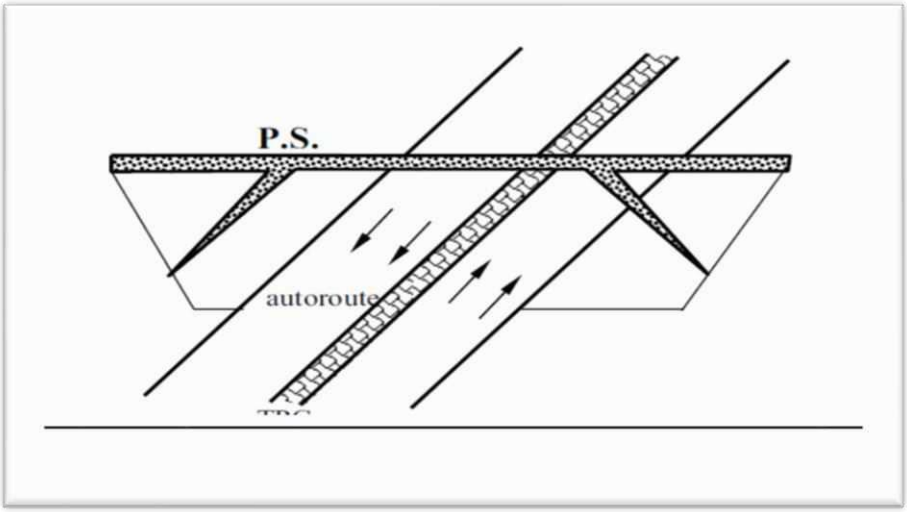


Figure I.13. *Passage supérieur. (PS)*

Pont de passage inférieur :

Le pont est placé en dessous de la voie de référence.

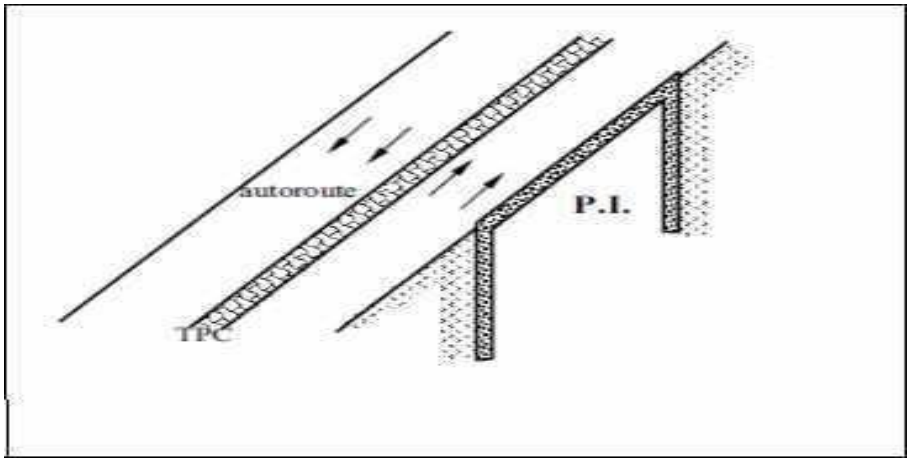


Figure I.14. Passage inférieur. (PI)

Choix d'un type d'ouvrage :

Le choix du type d'ouvrage à projeter est conditionné par des contraintes techniques, économiques et esthétiques :

- ✓ Les contraintes techniques se présentent dans les contraintes du site où il est implanté, les contraintes de la route qu'il supporte, et enfin les contraintes de la disponibilité du matériel et de la main d'œuvre durant la période d'exécution.

- ✓ Les contraintes économiques résident dans le fait de choisir une variante qui présente un coût raisonnable.
- ✓ Quant au côté esthétique, il faut juste signaler que la contrainte choisie doit être compatible avec le paysage du site tout en respectant sa faisabilité économique et technique.

On présente dans ce qui suit, les différents types de ponts courants tout en montrant les avantages, les inconvénients et la portée déterminante de chaque type afin de valider le choix des variantes les mieux adaptées aux contraintes techniques, économiques et esthétiques du site d'implantation.

Choix de la structure :

- ❖ le critère principal de choix est la portée déterminante ou principale (plus grande distance entre 2 appuis successifs)
- ❖ autres paramètres : possibilités de construction du pont, caractéristiques
- ❖ Géométriques en plan, largeur du tablier, hauteur disponible, nature terrain de fondation, résistance de la structure aux chocs (véhicules, navires etc…)

Tous ces éléments conduisent à définir :

- ✓ Le nombre de travées et leurs longueurs
- ✓ Le balancement des travées
- ✓ Le type de structure (longitudinalement et transversalement) en se basant sur les Domaines d'emploi usuels des ouvrages.

Le tableau. I.1 ci-après donne la comparaison relative des 2 solutions en BA retenues :

Type	Avantages	Inconvénients
Ponts à poutres	-Economie béton -Portée allant de 10 à 25m	- Couteux en main d'œuvre -Consommation de coffrage
Pont - Dalle	-Economie de coffrage -Exécution aisée -Minimise quantité remblai d'accès	-Consommation de béton et d'acier supérieur de 25 à 30% -Portée compétitive =15m

Note : Le béton armé ne s'impose actuellement que dans la construction de ponts de petites portées inférieures à 25m.

☒ **Les ouvrages courants conformes à un modèle type** : les ponts types duSETRA sont des ouvrages à dossier pilote disponible en fichier électronique qu'il suffit d'utiliser ce sont :

- PSI-BA, PSI-DA, PSI-DP, PSI-DE, PSI-DN,
- PRAD, VIPP, PIPO, PICF.

☒ **Les ouvrages non courants** : Ce sont :

- Les ponts ayant une travée de plus de 40m de portée
- Les ponts dont la surface dépasse 1200m^2
- Les ponts mobiles et les ponts canaux.

LES DONNEES D'ETUDES DE PROJET

La conception d'un pont doit satisfaire à des exigences ou données fonctionnelles, naturelles et autres.

Les données fonctionnelles :

Données relatives à la voie portée :

- Le tracé en plan
- Le profil en long
- Le profil en travers

Ces caractéristiques doivent respecter les textes normatifs (ici normes géométriques des routes).

Données relatives à l'obstacle franchi :

Lorsque l'ouvrage franchit une voie de communication (route, voie ferrée, voie navigable), il est nécessaire de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie, c'est-à-dire les hauteurs libres et les ouvertures (gabarit).

- Hauteur libre ou tirant d'air est fonction des gabarits de circulation ou de navigation à respecter pour la voie franchie : 3 cas peuvent se présenter :
  - ✓ voie franchie = route
  - ✓ voie franchie = voie ferrée
  - ✓ voie franchie = voie navigable
- ouverture comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui encadre le profil en travers.

Les données naturelles :

Les données géotechniques :

Fondamentales pour l'étude des ouvrages, elles sont obtenues par une reconnaissance qui doit donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel.

Les données hydrauliques :

Dans le cas d'un franchissement d'un cours d'eau, il est nécessaire de connaitre les niveaux d'eau (PHEC, PHEN, PBE etc…), le phénomène d'affouillement.

Les données climatiques :

Le vent, la température, la neige et certaines conditions climatiques locales (embruns marins par exemple).

Les données sismologiques :

Les données d'intégration au site :

- ❖ Considérations d'ordre esthétique d'impact visuel du pont, surtout en site urbain, mais aussi en rase campagne ; un ouvrage architecturalement réussi peut contribuer à un épanouissement touristique de la zone.
- ❖ Considération des problèmes d'environnement qu'il faut séparer en nuisances en cours d'exécution et en nuisances apportées par l'ouvrage en service.

Définition de la brèche :

Délimitation de la brèche à franchir après étude des obstacles issus de contraintes qui peuvent être naturelles (cours d'eau, thalweg), fonctionnelles (voie de communication), d'environnement (emprise hydraulique), architecturale ou d'exploitation

Analyse des caractéristiques géotechniques et hydrauliques :

- ✓ qualité des sols ⟶ choix du mode de fondation (superficielles, semi-profondes, profonds)
- ✓ Les contraintes hydrauliques liées à l'écoulement des eaux conduit à prendre en Compte.
- ✓ Les niveaux des crues : PHE ou PHEC, PBE, PHEN
- ✓ Les débouchés hydrauliques permettant le passage de la crue de référence et les objets flottants : fixation de la côte minimale de l'intrados. -Risques d'affouillement : forme des piles

Dispositifs de retenue :

Equipements placés sur les bords latéraux des ponts destinés à retenir les prêtons ou des véhicule en perdition. On distingue :

- ✓ Les gardes corps : sécurité des prêtons, dimensions normalisés par des règlements ;
- ✓ Les glissières : sécurité des véhicules légers existant en 2 types : glissières rigides et glissières souples ;
- ✓ Les barrières : sécurité des poids lourds : les barrières modernes disponibles

Sont : BN1, BN2, BN3 et BN4

Les appareils d'appui :

Les tabliers reposent en général sur les culées et piles (appuis) par l'intermédiaire des appareils d'appui dont le rôle est de transmettre des efforts verticaux et horizontaux. On distingue 4 types d'appareils d'appui :

- ✓ Les articulations en béton

- ✓ Les appareils d'appui en élastomère fretté (néoprène)
- ✓ Les appareils d'appui spéciaux
- ✓ Les appareils d'appui métalliques

les Joints de chaussée :

Les tabliers subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la T° (dilatation) les ouvrages en béton dues au retrait et au fluage.

- ✓ Les joints pour voies de trafic PL faible ou modéré
- ✓ Les joints pour voies à fort trafic PL.

Les Corniches :

Le principal rôle d'une corniche est d'ordre esthétique : en effet situées à la partie haute des tabliers, les corniches dessinent la ligne de l'ouvrage.

Il existe 3 types de corniches :

- Les corniches en béton coulées en place
- Les corniches en béton préfabriqués
- Les corniches métalliques.

L'évacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement pour la durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers.

Les dalles de transition

A l'arrière du mur garde – grève se trouve la dalle de transition dont le rôle est d'atténuer les effets des dénivellations entre la chaussée courante et le pont due à de légers tassements du remblai d'accès.

Les règlements techniques de calcul

La règlementation actuelle est basée sur la justification des ouvrages aux états limites.

- Ouvrages en bétons armés : calculés et justifiés sur la base des règles du BAEL.
- Ponts en béton précontraint : calculés et justifiés sur la base des règles du BPEL.
- Ponts métalliques : relèvent d'un règlement qui a été le premier en 1972 à être basé sur les états limites même s'il n'est pas tout à fait en harmonie avec les règlements précédemment cités (BAEL BPEL) car plus récents (1979).
- Ponts mixtes : les tabliers à poutres métalliques sous chaussée et dalle de couverture en béton armé, sont calculés et justifiés selon un règlement qui se réfère au règlement de construction métallique précédent, mais en parfaite harmonie avec les règles BAEL pour ce qui concerne la dalle en béton armé.
- Les fondations : un règlement de calcul des fondations existe et les calculs se réfèrent au dossier pilote FOND 72 du SETRA.

Les règlements techniques d'exécutions :

Il existe une règlementation concernant :

- Fascicule n°65 du CCTG, relatif à l'exécution des ouvrages et constructions en béton La qualité des matériaux
- L'exécution des ouvrages

Les textes d'usage les plus courants en matière de ponts sont :

- Fascicule 4 du CCTG (Titres I à IV) relatif à la fourniture d'aciers,
- Circulaire de 79 – 23 du 9 mars 1979 relative au contrôle de qualité des bétons,
- armé et en béton précontraint.

LES PRINCIPALES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES PONTS :

Après l'établissement des études d'exécution par l'entreprise, études approuvées par le maitre d'œuvre, c'est le moment de l'exécution des travaux selon les étapes principales ci-après :

- L'exécution des fondations
- La réalisation des appuis
- La construction du tablier
- La mise en place des équipements

Fondations superficielles avec 2 situations :

. En Site terrestre

- Une absence de nappe : cas le plus simple en la semelle en BA est exécuté au fond d'une fouille sur une couche de béton de propreté
- En présence de nappe : s'il n'est pas possible de placer la fondation au-dessus de la nappe, ce qui est l'idéal, on exécute à sec la semelle sur un massif de béton non armé pour lequel un blindage de fouille sommaire en cas de faible profondeur. Si la fondation est relativement profonde et lorsque l'emprise est limitée, la semelle est exécutée à l'abri d'un blindage, parfois en bois sur des petits chantiers, mais le plus souvent en palplanches métalliques ou en parois moulées dans le cas de fouilles de grandes dimensions

. En site aquatique :

Les fondations superficielles en site aquatique posent essentiellement des problèmes d'exécution :

- devront être exécutées à sec, les fondations sont réalisées à l'intérieur d'une enceinte étanche appelée batardeau.

La hauteur d'eau est modérée :

Les batardeaux sont exécutés soit en parois moulées, soit en pal planches métalliques.

Pour des hauteurs très importantes des fondations sur pieux soit à des caissons havés.

Fondations profondes sur pieux :

Selon la méthode de mise en place, il faut distinguer 2 types de pieux :

- Les pieux mis en place par refoulement des sols appelées aussi pieux R, pieux préfabriqués en BA ou BP,
- Les pieux métalliques mis en place par battage (pieux battus) ou par fonçage (pieux foncés).

En site aquatique, les fondations sur pieux doivent être exécutés avec ou sans batardeau.

Construction des tabliers :

La construction sur cintre :

Ce procédé de construction à l'avancement par travée entière consiste à réaliser le tablier sur un cintre métallique autoporteur, s'appuyant sur les appuis définitifs de l'ouvrage (piles ou culées) et pouvant se déplacer d'une manière autonome d'une travée à l'autre.

La construction en place sans cintre :

La poutre de lancement est une technologie inventée par Eugène Freyssinet afin de pouvoir construire les ponts sanscintre ni appui entre les piles. La poutre s'appuie sur deux piles et, à l'aide d'un pont roulant, amène les voussoirs qui sont alors fixés et jointoyés entre eux.

La construction en dehors de l'emplacement du pont:

La construction par lançage souvent employée pour les ponts métalliques : le tablier est construit sur la berge, puis il est poussé (ou tiré) au moyen de vérin et avance au-dessus de la brèche en s'appuyant sur les piles successives (ou sur des palées provisoires).

CHAPITRE II
PRESENTATION DU PROJET

II.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un pont en béton armé franchissant El Menia traversant AREMAL sur la RN03 au la wilaya de Constantine. L'ouvrage est composé de 03 travées indépendantes de 20m chacune. Long de 60m, composé de 03 travées indépendantes de 20m chacune. Chaque travée est constituée de 7 poutres d'une longueur de 20.00m. La largeur du pont est de 10.4m repartit comme suite :

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le tableau **II.2** ci-après montre les différentes caractéristiques de l'ouvrage.

Willaya	Constantine
Daïra	Constantine
La commune	Constantine
Localité	El Menia traversant oued AREMAL sur la R.N 03
Approximation une largeur de	3.0 m.
Longueur de	20.0 m.
Remarques	L'ouvrage projeté conservera la même structure, à savoir deux culées.

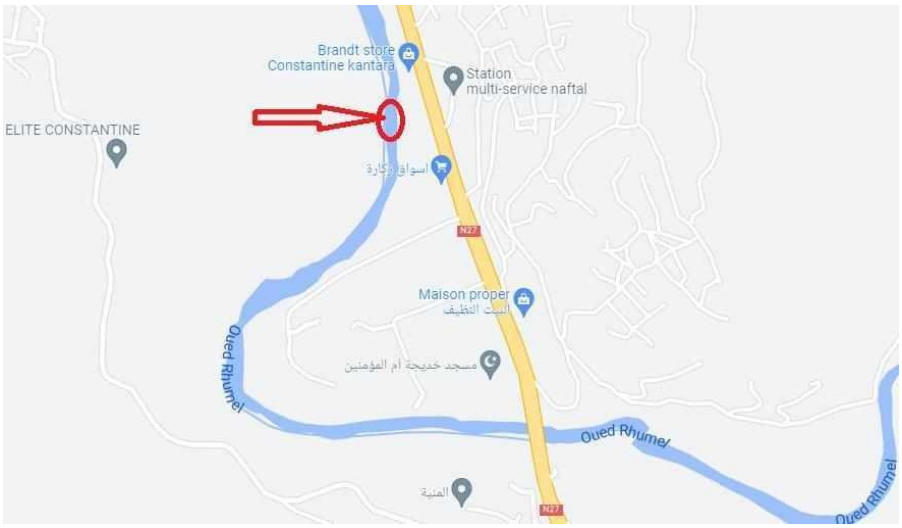


Fig II .1 plan de situation du pont (maps.google.com)

- Largeur roulable de 3,7 x 2=7,4m
- Trottoirs (2)= 2x1 ,5= 3m

Le tablier repose sur deux culées et une pile en béton armé de sections pleines.

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences car il est destiné à offrir un service à des usagers.

II-3-Données Géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le (ou les) niveau(x) possible(s) de fondation. Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés:

- ✓ paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante);
- ✓ paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage);
- ✓ compacité (pour les problèmes de terrassements);
- ✓ perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles). Dans le cas des ouvrages en site montagneux, la reconnaissance doit permettre de connaître les zones instables éventuelles, les failles et les diaclases de la matrice rocheuse et, si possible, les cheminements d'eau préférentiels qui constituent l'un des principaux facteurs d'instabilité des couches d'éboulis.

II.3.1.Résultats des investigations

II.3.1.1.Résultats des sondages carottés

Les deux (02) sondages réalisés montrent la succession de terrains suivante:

Fig. II.1 Coupe géologique de SC1 [4]

Fig. II.2 Coupe géologique de SC2 [4]

II-3.1.2 Résultats des essais au pénétromètre dynamique

Tous les 03 essais au pénétromètre dynamique réalisés ont refusé entre 1,6 et 1,8m de profondeur.

Les résistances de pointe enregistrées dans ces profondeurs atteintes sont élevées et correspondent à la couche d'argile brune carbonatée renfermant des éléments d'encroutements calcaire, des graviers et cailloux.

Le refus a été sans doute enregistré sur les gros éléments qui renferment cette couche ; ce qui n'a pas permis de tester les couches sous-jacentes par ces essais.

Les résultats d'essais physiques et mécaniquesA-

les essais physiques

Le sol possède:

- Une densité sèche moyenne de l'ordre de 1,92 t/m³ (1,796 à 2,04)
- Une densité humide moyenne de l'ordre de 2,18 t/m³ (2,145 à 2,23)

B-Les essais mécaniques

D'après les résultats obtenus par le LCTP nous récapitulons les caractéristiques défavorables du sol

Φ =23,57° Où Φ =angle de frottement interne du sol

C=1,86 bars Où C=la cohésion du sol

- **Calcule de la contrainte admissible:**

$qad = \gamma h*D + [\ \rho*\gamma h*N\ \gamma + \gamma h*D*(Nq - 1) + 1.3CNc\ ] / FS$

γh = 1.99t/m3 (poids spécifique du sol)

D = 6m : hauteur d'encastrement après achèvement des travaux FS : Coefficient de sécurité pris en général égal à 3

φ : angle de frottement ⟶ φ = 23.15°

Terme de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement :

Degré sexagésimaux « φ »	Nγ	Nq	Nc
23	**7.73**	**8.66**	**18.1**

Donc:

$qad = 1.99*6 + [1.72*1.99*7.3 + 1.99*6*(8.66-1) + 1.3*9.2*18.1] / 3$

qad = 12.29 bars

La contrainte admissible du sol a été suggérée par le LCTP à 3 bars.

C-Fondations de l'ouvrage

La nature des sols en présence au droit de l'ouvrage permet un choix de fondations superficielles de type semelles isolées ancrées au niveau de la couche de sable, cailloux et galets rencontrés à 3,00m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Etant donné le caractère alluvionnaire de cette couche (alluvions à base de sables, cailloux et galets), très difficile à tester par des essais de laboratoire et in-situ.

Ainsi que l'hétérogénéité du sol en profondeur d'un sondage à l'autre du fait de l'existence de certaines couches au droit du sondage SC1 alors que ces couches sont absentes du coté du sondage SC2 et vis-versa, ce qui fait craindre des tassements différentiels entre les deux culées.

L'estimation de la contrainte admissible en considérant les caractéristiques des couches rencontrées en fin de sondage (pression limite variant de 50,55 à 83,41 bars, cohésion de 1,86bars et angle de frottement de 24°57) nous amènerait à des valeurs de contrainte trop élevées mais qui ne reflètent pas la réalité de la couche prise pour assise des fondations.

Pour ces raisons nous suggérons de limiter la contrainte admissible du sol à 2 bars.

Avec cette contrainte (2bars), les tassements seront faibles et se produiront au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

- **Recommandations de LCTP**

Il est recommandé de prévoir un assainissement efficace des eaux pluviales et c'est pour empêcher toute stagnation, inondation ou venue d'eau vers les fondations de l'ouvrage.

Le tracé en plan

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

Cet axe a un caractère conventionnel: il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Dans toute la mesure du possible, il convient d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages courbes ou mécaniquement biais.

En plan nous pouvons distinguer que notre ouvrage est constitué de deux travées indépendantes identiques.

Le profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. En règle générale, il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux, pour des raisons architecturales et d'écoulement des eaux pluviales. A fortiori, un profil en long en forme de cuvette doit être proscrit: un point bas au milieu d'un pont crée une impression particulièrement disgracieuse. Sur le plan esthétique, la géométrie du profil en long est souvent perçue à travers celle de la corniche dont la qualité d'exécution doit être irréprochable.

Notre profil en long présente 03 travées identiques de 20m munies de 2 culées remblayées ainsi qu'une pile.

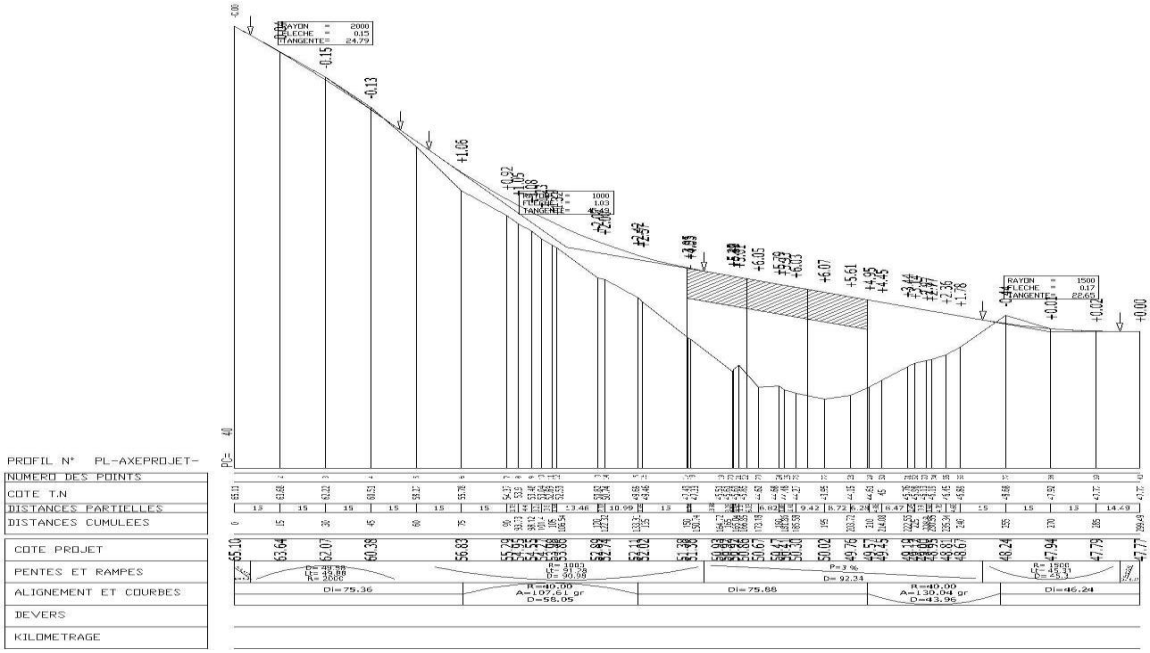


Fig. II.3 le profil en long

Le profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- ✓ **02 vois de 3,70m pour chacune**
- ✓ **02 Trottoirs de 1,5 m chacune**

Sur le pont en alignement, la pente des versants est de 2, 5%.

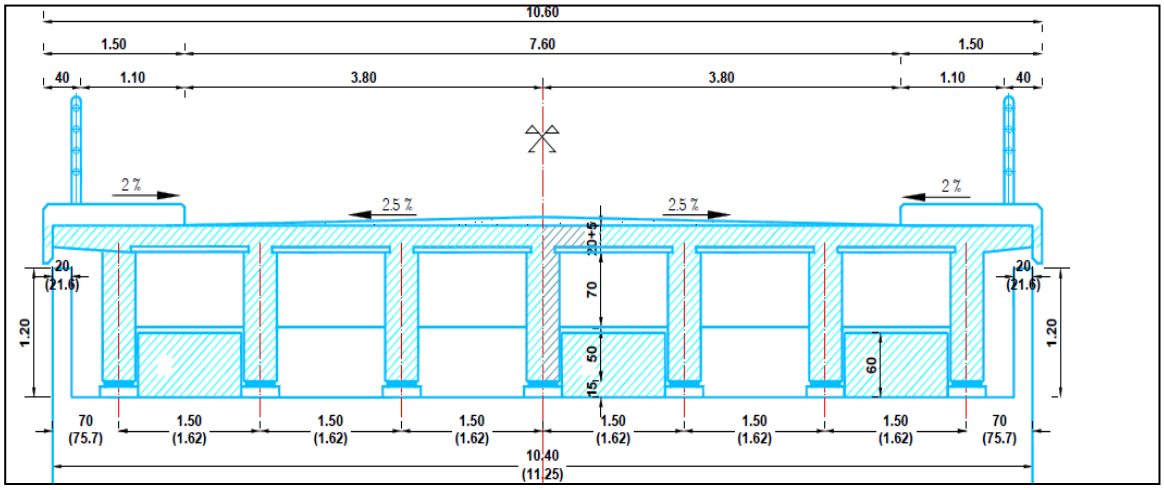


Fig. II.4 Le profil en travers

Données relatives à l'obstacle franchi

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier: elle caractérise sa hauteur statique maximale, chargement compris, dont le passage peut être accepté, dans des conditions normales de circulation, sous un ouvrage.

Le gabarit maximal des wagons pour la voie ferrée est limité à six mètres (6m).

Ouvertures des ouvrages routiers

La notion d'ouverture ne concerne, en fait, que les franchissements de voies routières. Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent. Les textes normatifs prévoient certaines dispositions, mais le problème des ouvertures fait intervenir d'autres critères d'appréciation comme, par exemple, la visibilité du tracé routier de la voie franchie.

Chapitre III :
ETUDE DU TABLIER

Introduction :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité pendant et après exécution. Comme toutes les autres structures, il s'agit d'étudier les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges du vent, les charges sismiques, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de sécurité applicables au calcul des ponts routes.

D'autres charges sont prises en compte telles que :

- Charges permanentes ;
- Charges appliquées en cours d'exécution ;
- Actions accidentelles ;
- Action de la Température

Prédimensionnement du tablier

A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions de la section en béton.

Largeur du tablier

La largeur est la même que celle de la route existante, notre chaussée est composée de deux voies chacune de 3,7 m de largeur et limitée par deux trottoirs de 1,5m chacun de part et d'autre de la chaussée.

Donc la largeur du tablier est de 10.4m.

Longueur des travées

Nous avons trois travées longues de 20m chacune séparées par des joints de 10 cm.

Prédimensionnement des poutres

Nombre de poutres et leur écartement Le tablier comporte 7 poutres à sections variables.

Avec la largeur du tablier (L_t=10.4m).

$E=L_t/(N-1)$

Avec :

Lt=largeur du tablier

N=nombre de poutres

Alors E=10.4/ (7-1) d'où E=1.733

On prend alors l'espacement selon la portée de notre ouvrage et la disposition des poutres selon notre plan d'étude ; d'où **E=1.5**

- **Hauteur de la poutre : H_t**

Elle dépend de la portée L=20m et comprise entre

$L/18 \leq H_t \leq L/15$ donc nous aurons $1,11 \leq H_t \leq 1,33$ Par conséquent on prend **H_t=1,25m**

- **Epaisseur de l'hourdis**

Elle dépend de trois paramètres :

- De la portée transversale de l'hourdis, liée à l'espacement entre poutres
- Existence d'entretoises intermédiaires
- Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontraint)

Elle varie entre 16 à 20 cm suivant les paramètres cités ci haut.

Donc on adopte **H_d = 18 cm**

- **Section des poutres**

La section des poutres est :

Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent ;

En I aux milieux afin d'alléger le poids de la poutre.

Pour cela on adopte **e = 30cm** (pour faciliter la pose des armatures).

- **Largeur du talon**

Le dossier pilote SETRA propose la formule suivante pour déterminer 'épaisseur totale des talons (bt) :

$b_t=(l.L)^2/(H_t^2.K_t)$

H_t : hauteur de la poutre (H_t=1,25m)

L_t =largeur du tablier (L_t =10.4m)

L=longueur de la poutre (L=20m)

$\mathbf{K_t}$ = Coefficient sans dimension ($950<K_t<1200$) on prend $\mathbf{K_t}$ =1200

$\mathbf{b_t}$ =(400)/(1875)=0.213 alors $\mathbf{b_t}$ =0.213

Donc pour une poutre le talon sera : $\mathbf{b_t}$=0.213/5 =0,042m On adopte alors un talon $\mathbf{b_t}$**=50cm**

Le pied de la poutre a une hauteur entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon.

On adopte : 20 cm

Le gousset de jonction doit être suffisamment incliné de façon à faciliter le bétonnage

C'est-à-dire admettre une pente de 3/2 tel que tgθ 3/2 d'où on retrouve θ=56°

Alors pour θ=56°

Tgθ=3/2=Y/X

Avec X= (bt—e)/2 =(50—30)/2 d'où X=10

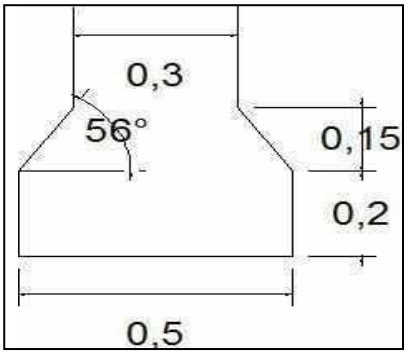


Fig. III. 1: *Inclinaison du talon*

Alors : *y=X.3/2 =15*

Donc on prend, *hpied=15cm*

- **Les entretoises**

Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer

Les poutres à la torsion sur appuis. On adopte une largeur de 40 cm et sa hauteur est donnée par :

Hentretoise = $\mathbf{H_t}$−bentretoise où Ht est la hauteur de poutre et b est sa largeur

Hentretoise = 1,2−0,4 Hentretoise ≥ 0 ,80 Hentretoise = 80cm

Caractéristique géométrique des sections

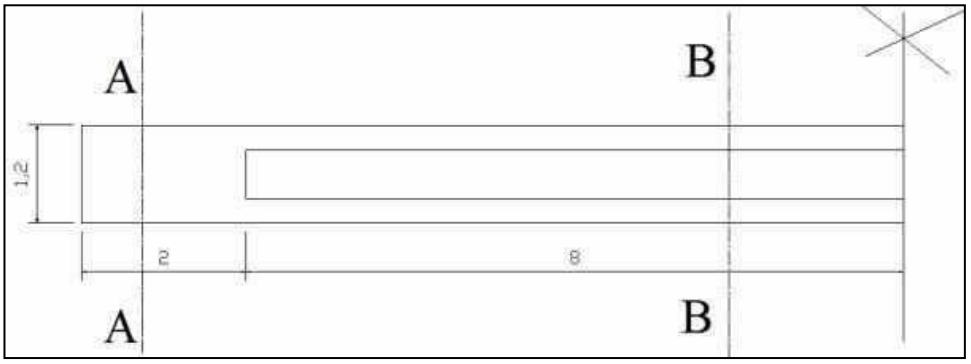


Fig. III. 2 : *poutre en élévation*

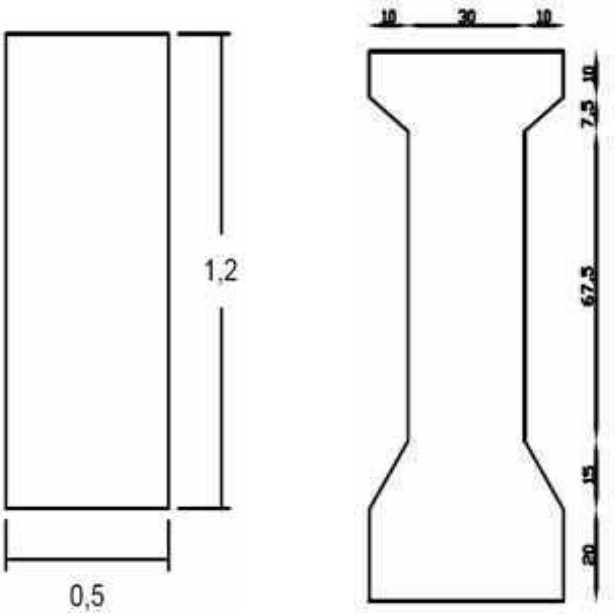


Fig. III. 3: section d'about (A-A) et médiane (B-B)

Etude des charges et surcharges

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructure, surcharge de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

Les charges qui sont disposées sur les chaussées des ponts sont :

- La surcharge de type A (L) ;

- Système B ;
- La surcharge militaire ;
- Le convoi exceptionnel ;
- Les surcharges sur trottoirs ;
- La Surcharge due au séisme et au vent ;

III.4.1. Charges permanentes (CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

–Les éléments porteurs : des charges concernant le tablier uniquement

–Les éléments non porteurs : tels que (revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité etc.).

III.4.2.. Les charges routières

Les ponts sont rangés en trois classes suivant l'importance de l'itinéraire.

Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur rouable.

- Largeur rouable Lr : largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue ;
- Largeur chargeable Lc : Lc=Lr et N : nombre de dispositif retenu ;
- Nombre de voies : n=Int (Lc/ 3) où Int est la partie entière ;

Dans notre cas nous avons une largeur roulable de 7,4m donc c'est le cas de la première classe.

Classification des ponts :

Suivant la fonction de la largeur roulable LR et l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois (3) classes.

L_R : Largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue.

- **Première classe :**

-Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à des chaussées dont $L_R \geq 7m$

-Tous les ponts pour lesquels $L_R \geq 7m$;

-Les Ponts de $L_R < 7m$, qui sont désignés par le C.C.T.P (Documents types édits par la S.E.T.R.A) à cause de leurs accumulations de poids propre.

- **Deuxième classe :**

-Ponts portants des chaussées à deux voies avec $5.5 < L_R < 7m$;

- **Troisième classe :**

-Pont portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5.5$ m ;

D'après le fascicule 61 titre II,

- **Descente des Charges**

Charges permanentes 1-poutres (G_1)

Calculons l'aire de chaque section selon des coupes (A-A) et (B-B) soit respectivement S1 et S2 aires des différentes coupes de la poutre.

S1=1,2X 0, 5 alors **S_1=0,6m²**

S2= (0,35X1, 2) + (0,1(0,2+0,35)) + (0,1(0,075+0,175)) d'où **S_2=0,50m²**

Calculons **G1=S.L.γ_b où** **γ_b**=poids volumique du béton

G_1=7x [(8X0, 6) +0,50(1,65+0,35)] x20x2, 5 d'où G1=203/20 **d'où G_1=10,15t /ml**

- **Entretoise (G_2)**

G_2=b.H.L γ_b

H : hauteur de l'entretoise =80cm

b : largeur de l'entretoise =40cm

L : longueur de l'entretoise : L=1,50-0,5 =1m

Alors G2=0,80x0, 4x1x2, 5x7=5.6t d'où **G_2=5.6t/ml**

-Dalle (G_3)

G_3=e. Lt. γ_b

Avec :

e : épaisseur de l'hourdis

Lt : largeur du tablier

γ_b: poids volumique du béton

G_3=0,2x10.4x2, 5=5t d'où **G_3 = 5.2t**

Revêtement (G_4)

G4=er.Lr. γr avec

er=épaisseur du revêtement =8cm

Lr : largeur roulable =2x 3,70=7,4m

γr= poids volumique du revêtement=2,2t/m³

G4=0,08x7,4x2,2=1,30t/ml d'où

G4 =1,30t/ml

-garde de corps et glissières (G_5)

D'après le cahier C.P.C (cahier des prescriptions communes) donne une valeur de 0,1t/ml de chaque coté donc

-Poids des trottoirs et corniches (G_6)

Le cahier CPC donne une valeur de 1,12t/ml de chaque coté donc :

G6=1,12x2=2,24t/ml

D'où la charge totale permanente :

Gt= [G1+G3+G4+G5+G6].L+G2 = [15,86] x20 +8 **Gt=328,32t**

Surcharges d'exploitation

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire.
- Le convoi exceptionnel.
- Les surcharges sur les trottoirs.
- La surcharge due au vent et séisme

Système de Charge A(L)

Largeur roulable =7,4m

Nombre de voies =2

Largeur d'une voie=3,70m

La surcharge A(L) est uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m²), dégressive et dépend de la largeur surchargée suivant la longueur totale :

A(L)=230+36000/L+12 avec

L:longueur chargée=20m

Classe du pont

Comme notre largeur roulable Lr >7m alors notre pont est de classe 1.

Le coefficient a1

Le coefficient a1 est déduit à partir du tableau suivant

Alors a1=1

***Tableau III. 1**: Détermination de a1*

Number de voies charges		**1**	**2**	**3**	**4**	**≥ 5**
Class du Pont	1	1	1	0.9	0.75	0.70
Class du Pont	2	1	0.9	-	-	-
Class du Pont	3	0.9	0.8	-	-	-

a_2 tient compte la largeur de la voie (**a2**=V0/V).

Classe de pont	**V0**
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3m
Troisième classe	2.75m

Tableau III. 2: *Détermination de v0*

Avec a2 =Vo/V où Vo est la largeur de voie des ponts de première classe =3,5m

Nombre de voies	$-a_1$	$-a_2$	A(L) $.a_1$ $.a_2$	Largeur de voie	Q (A(L))
1	1	0.933	1 .259	3.75	4.723
2	1	0.933	1.259	7.5	9.446

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

Et V est la largeur roulable de notre ouvrage=3,7m

D'où **a_2=0,**

a_2=3,5/3,7 **4**

Cette charge ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Surcharge « B »

Elle se subdivise en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30t)
- Le système Bt se compose de groupes de deux (2) essieux dits <<essieux tandems>>
- Le système Br se compose d'une roue isolée de (10t)

Classe du pont	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Tableau III.4: *Détermination du coefficient bc*

Comme notre pont est de première classe avec deux voies, ce qui nous donne une valeur de:

bc=1,10

Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ

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

Avec :

L : la longueur de travée = 20m

G : poids total des charges permanentes =325,2t

S: surcharge Bc (S=Bcxbc)

Dans notre cas, on place deux camions longitudinalement et deux transversalement ;

à savoir le poids d'un camion Bc= 4X30=120t et comme s = 120x1.10 d'où S= 132t

Donc :

Finalement Bc=Sx =132x1.136 Bc = 149.952t

A présent schématisons les éléments du système B en différents plans (longitudinalement, transversalement et en plan), les longueurs sont exprimées en mètre et masses en tonnes.

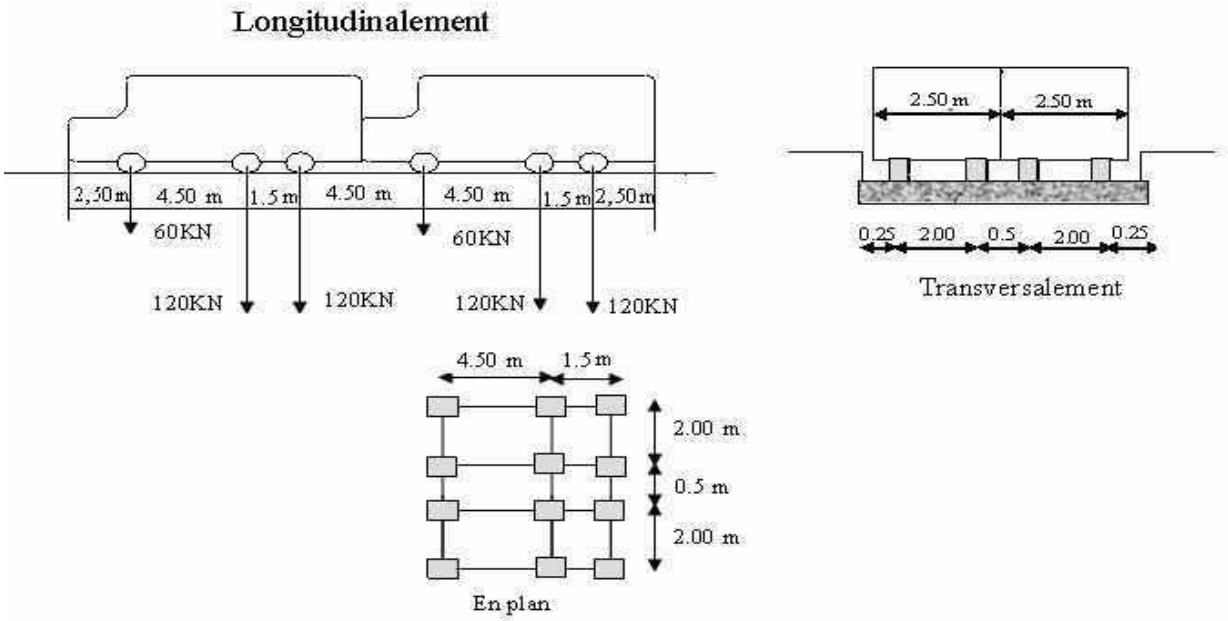


Fig. III. 4: *Disposition du système ''Bc.*

Nombre de voies	bc	Charge par essieu (t)		
1	1.2	Essieu. Avant	1x6x1.2x1.136	8.1792
		Essieu. Arrière	2x6x1.2x1.136	16.3584
2	1.1	Essieu. Avant	2x6x1.1x1.136	14.9952
		Essieu. Arrière	4x6x1.1x1.136	29.9904

Tableau III.5 : *Charge (bc) par voie*

III.5.2. Système de surcharge Bt

C'est l'ensemble de deux essieux appelés essieux « tandems ».la valeur de Bt est multipliée par un facteur bt dépendant de la classe du pont :

B_t =1 pour les ponts de classe 1

Le poids d'un essieu tandem=32t

Alors Bt=2x32 **Bt=64t**

Et comme S=Bt x bt alors **S=64t**

Le coefficient de majoration dynamique sera de :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(20)} + \frac{0.6}{1 + 4\left(\frac{325.2}{64}\right)}$$

Nombre de tandem	Bt	Δ bt	Charge par Essieu (t)
1	1	1,108	16x1.108x1=17.728
2	1	1,108	16x1.108x1=17.728

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

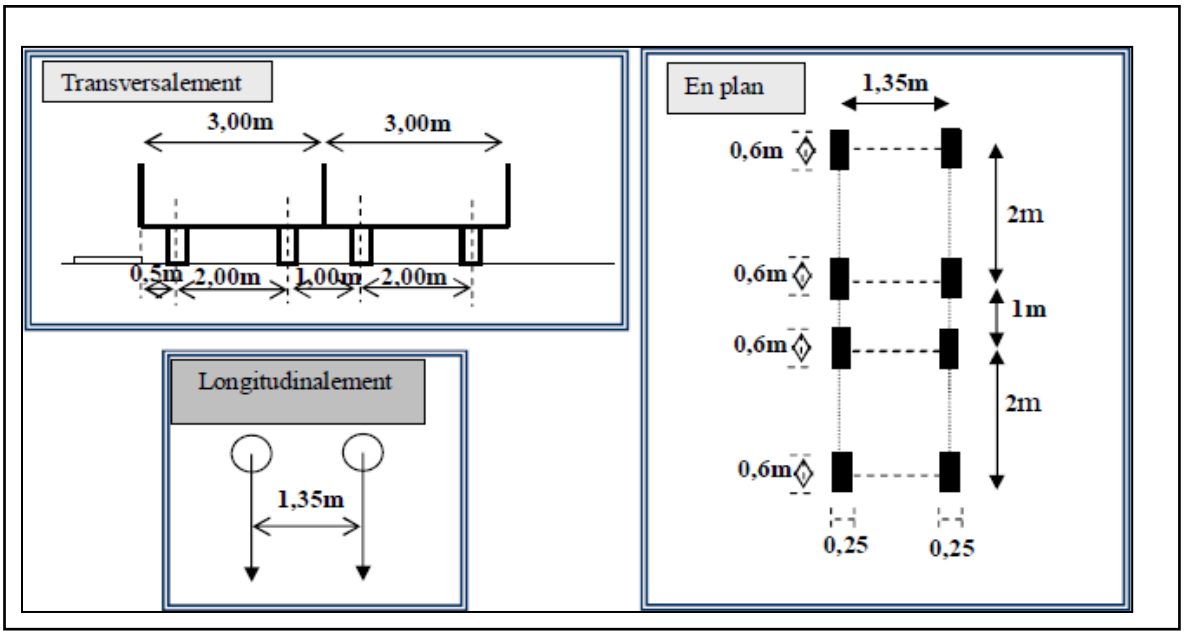


***Fig.III.5** : Les dimensions du système B*

Système de surcharge Br

Ce système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,3m x 0,6m. Cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

Donc calculons le coefficient de majoration dynamique δbr

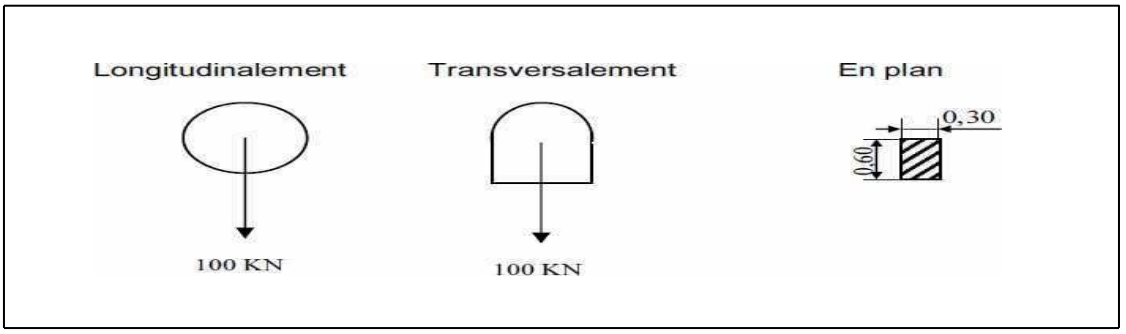
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

δbr=1,084

Alors Br = δ_{br} x S_{br} avec S_{br}=10t

Br=10,84t

Fig. III.6 : *Disposition du système B_r*



Surcharges Militaires

On considère deux classes de convois : la classe M120 : chaque classe se compose de deux systèmes Me et Mc les convois militaires sont souvent les plus défavorables.

Pour notre calcul on tient compte de la charge Mc120.

Dans le sens transversal on dispose qu'un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Le nombre de convois dans le sens longitudinal est limité, mais il faut que leur intervalle soit >36,60m.

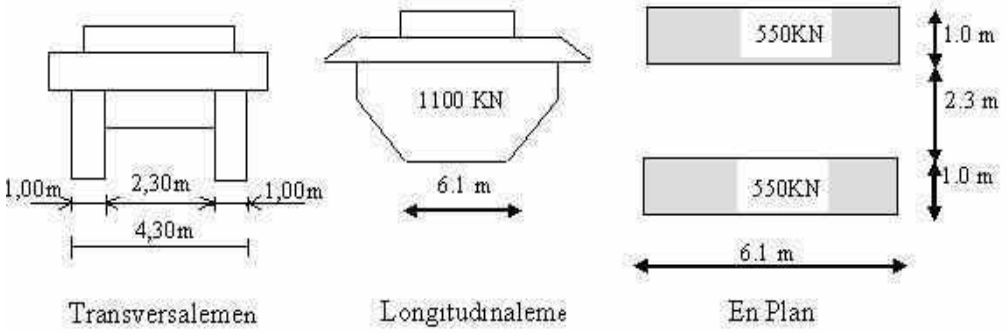


Fig. III.7 : *Charge militaire (Mc120)*

Sa masse totale S est de **S = 110t**

Calculons le coefficient de majoration dynamique de surcharge militaire $\boldsymbol{\delta Mc120}$

$\delta Mc120 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4(\frac{325.2}{110})}$ $\quad alors \quad$ **$\boldsymbol{\delta Mc120}$ = 1.055**

Alors Mc120 = $\delta Mc120$*S=1.055*110 Mc120=116.146t/6.10

Mc120=19.04t/ml

Surcharge exceptionnelle (convoi D240)

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique.

Le convoi type D comporte une remarque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de

240 t de poids total.

P = 240 t soit P = $\frac{P}{I}$ = $\frac{240}{18.6}$ =12.90t/ml d'où **P =12.90t/ml**

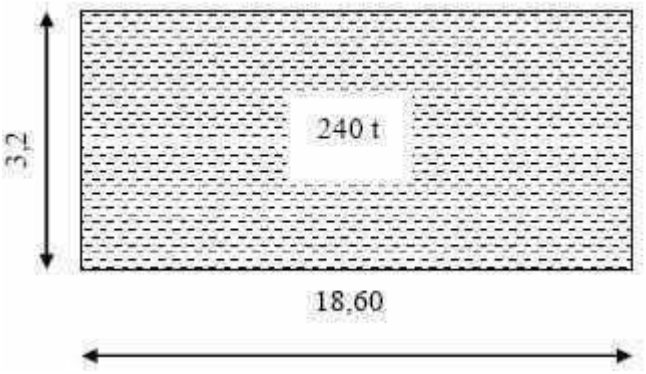


Fig. III.8 : *Disposition de D240 en plan*

Surcharge de trottoirs

Les surcharges des trottoirs définies par les règlements en vigueur dont de deux types : surcharges locales et générales. Ces surcharges ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

Les surcharges locales : servent à la justification des éléments du tablier (dalle, entretoises

ou longerons).une charge uniforme de 450 daN/m² réservée pour les trottoirs y compris

les bandes éventuelles de séparation des chaussées.

Les surcharges générales : servent à la justification des autres éléments de l'ouvrage en général.

une charge uniforme de 150 daN/m² appliquée de façon à produire l'effet le plus défavorable possible.

La largeur du trottoir est de 1,5m

St = 0.15*1.25 **St=0.188t/ml**

Les Efforts de Freinage

Ils sont utilisés généralement pour la justification des piles, culés et des appareils d'appuis.

Les charges des systèmes A(L) et Bc sont susceptibles de développement les réactions de Freinage ; les efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **effort de freinage dus à : A(L)**

HF (A(I)) = $\frac{QA(L)}{20+0.0035*S}$

Avec:

QA(L) = SA(I)*I

S= Surface chargée et S= 20*2*3.75

Alors QA(L) = qA(L) * L = 20*9.481

HF (A(I))= $\frac{189.62}{20+0.0035*150} = 9.238$

HF (A(I)) = 9.238t.

- **effort de freinage du à la surcharge ''Bc''**

Chaque camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids propre il faut noter qu'un seul camion est supposé freiner.

Soit **HFBc =30t**

Remarque

- cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique ;
- les coefficients bc ne s'appliquent pas à cet effort.

Les efforts Sismiques

On appelle séisme toute succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.il est d'usage de considérer l'action sismique d'un pont comme le résultat d'un mouvement de translation d'ensemble du sol selon les trois (3) directions. Vu l'envergure de notre projet nous considérons que deux directions seulement (Horizontale et Verticale).

Avec:

L'effort horizontal. Fh = $\sum \gamma h * Gt$.

L'effort vertical. Fv = $\sum \gamma v * Gt$.

Avec :

γh =L'accelération horizontal.

γv =L'accelération verticale.

Gt=poids propre du tablier

Comme Naàma se trouve dans la zone 1 selon la répartition des zones du RPA donc

$\sum \gamma h$ = 10% alors FH=0.1X325.2=32.52t

$\sum \gamma v$ = 7% alors FV=0.07X325 .2 =22.764t

Effort du vent

D'après le fascicule 61 titre 2 du CPC relève que pour la plupart des ponts à poutres il n'est pas généralement nécessaire de procéder à un quelconque recueil de données relatives aux vents.

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité est assimilée à une valeur caractéristique :

- 2000N/m² pour les ouvrages en service
- 1000N/m² ou 1250/m² pour les ouvrages en cours d'exécution.

Vu le poids de la structure et les autres charges qui lui sont appliquées, on peut en déduire que l'intensité de l'effort du au vent reste négligeable.

A titre informatif, la norme ENV1991-2.4 propose un modèle simplifié d'actions dynamiques en traitant les vibrations dues aux tourbillons, à la combinaison vent-pluie pour certains types de ponts.

Actions thermiques

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts surtout pour le dimensionnement des joints de chaussée. L'Euro code 1 (ENV-1991-2.5) définit les actions thermiques à prendre en compte et fait intervenir un coefficient de dilatation thermique.

Conclusion

La vérification des charges et surcharges pour assurer une meilleur stabilité. Également la longévité de l'ouvrage. Bien évidemment les surcharges permettent, Br, BT, AL M120 de dimensionner les éléments principaux. Enfin de choisir de section conforme au règlement et moins cher.

Chapitre IV
MODELISATION DU PONT

IV.1 Introduction :

Autodesk robot est un logiciel de conçu pour la modélisation adapté plus particulièrement aux structures et ouvrages en génie civil. Ce logiciel est basé aux lois de la méthode des éléments finis (MEF) et permet la saisie graphique dans un environnement à trois et deux dimensions (3D et 2D) et donne une approche de comportement du type de structure choisie. Avec une panoplie de fenêtre donnant la possibilité de l'analyse dynamique et statique des structures.

Pour notre cas : étude d'un pont en béton armé à travées isostatiques nous nous intéressons au modèle Quick BIM pour le modéliser.

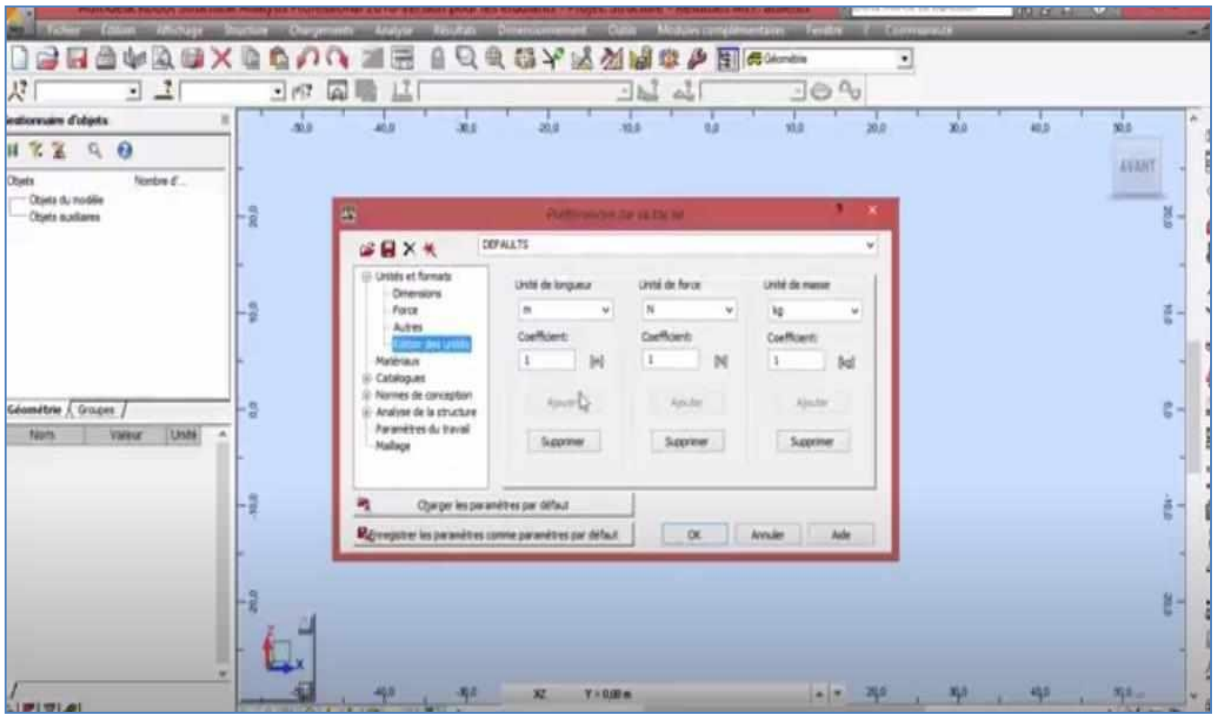


Figure IV. 1: *tableau des modèles de ROBOT*

VI.2. Principe de la modélisation par ROBOT :

La méthode consiste à discrétiser la structure ou l'ouvrage en plusieurs éléments finis, chaque élément est défini par deux ou plusieurs nœuds. Cette méthode est basée sur le système des« Grids », l'utilisation des éléments finis « frame » pour les poutres et « Area » pour dalles.Les poutres sont considérés comme élément « frame » unidimensionnels et la dalle en élément « Shell » bidimensionnel.

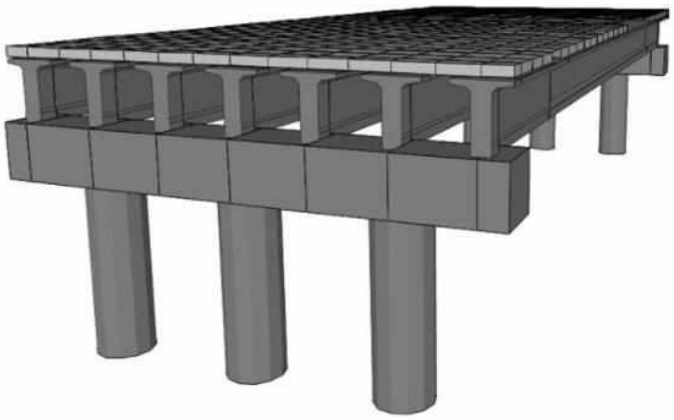


Figure IV. 2: *vue en 3D du pont à trois travées*

IV.3. Résult/ts numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges :

Poutre centrale	Mc120	BT	BC	Q(AL))
Poutre 1	482.12	167.13	120.70	803,74
Poutre 2	542.74	188.27	153.54	836.43
Poutre 3	614.22	293.52	212.95	865.31
Poutre 4	676.36	317.11	213.00	875.91
Poutre 5	714.26	244.87	212.95	865.28
Poutre 6	664.16	285.75	153.54	836.40
Poutre 7	862.69	350.59	120.70	803.72

Tableau IV-1: *Les moments fléchissant dans les poutres (KN.M)*

IV.4 .les différents diagrammes des moments fléchissant des chargements mobiles :

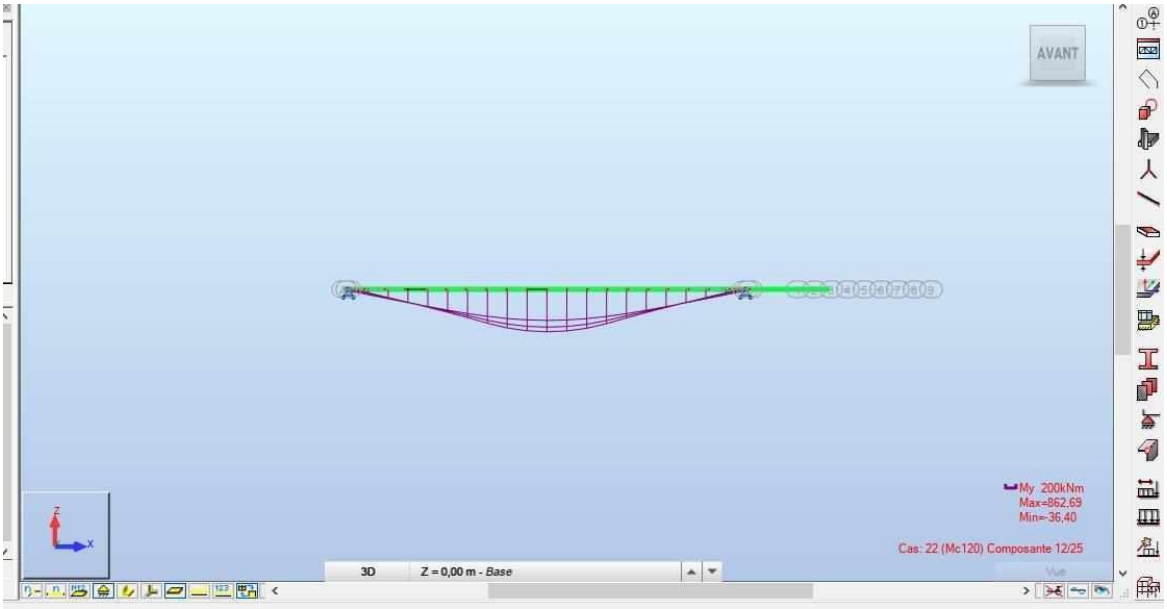


Figure IV. **3**: *Cas de chargement MC120*

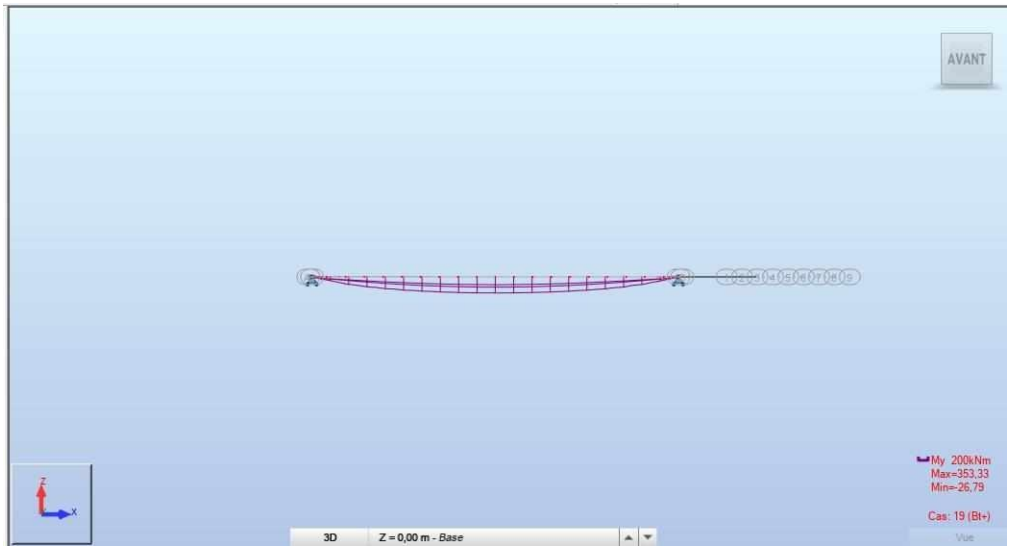


Figure IV. 4: *Cas de chargement b t*

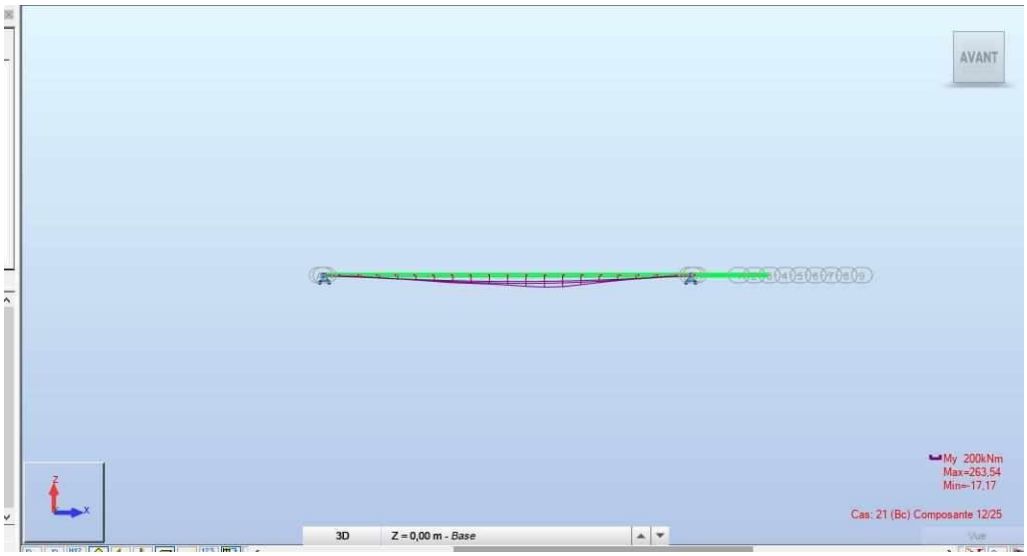


Figure IV. 5*: Cas de chargement BC*

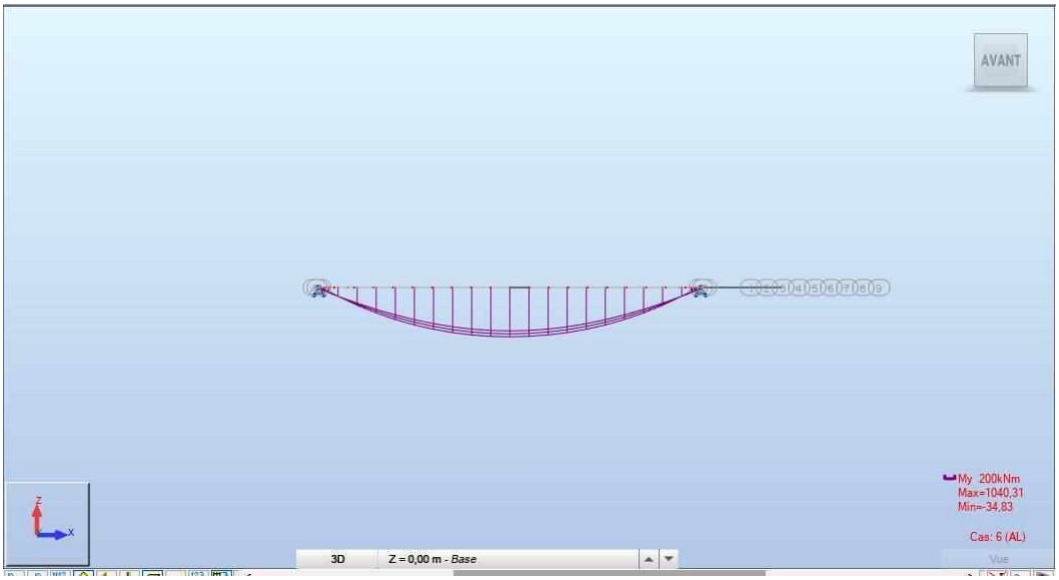


Figure IV. 6: : *Cas de chargement Q (A(L))*

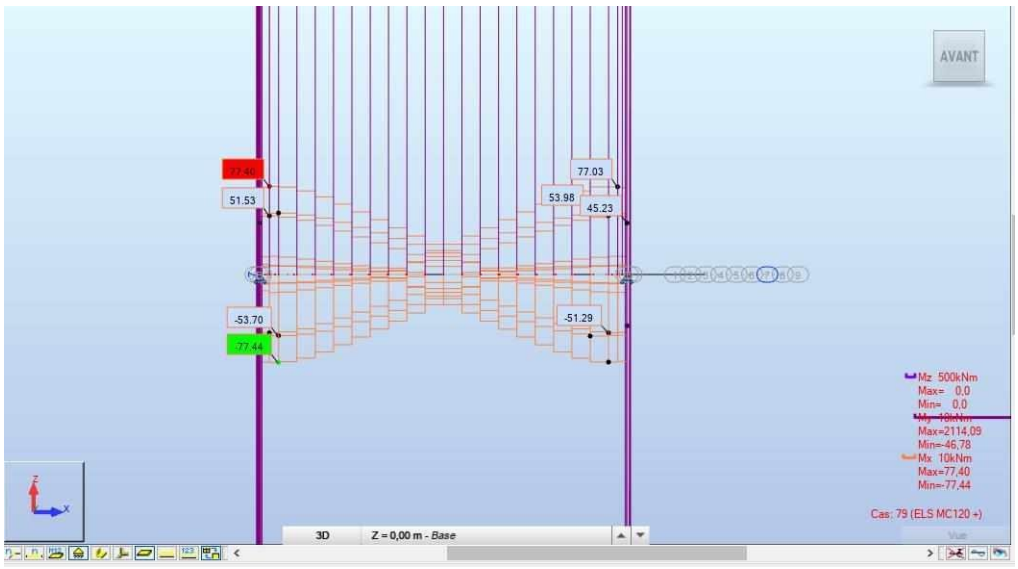


Figure IV. 7: *Diagramme des moments fléchissant sous ELS (cas le plus défavorable)*

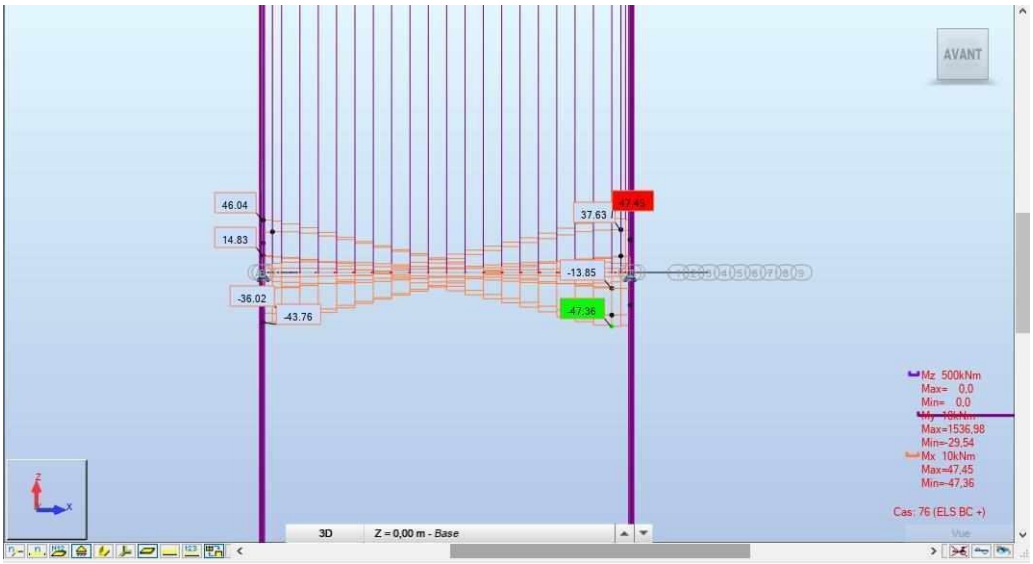


Figure IV. 8 ;*Diagramme des moments fléchissant sous ELS BC (cas le plus défavorable)*

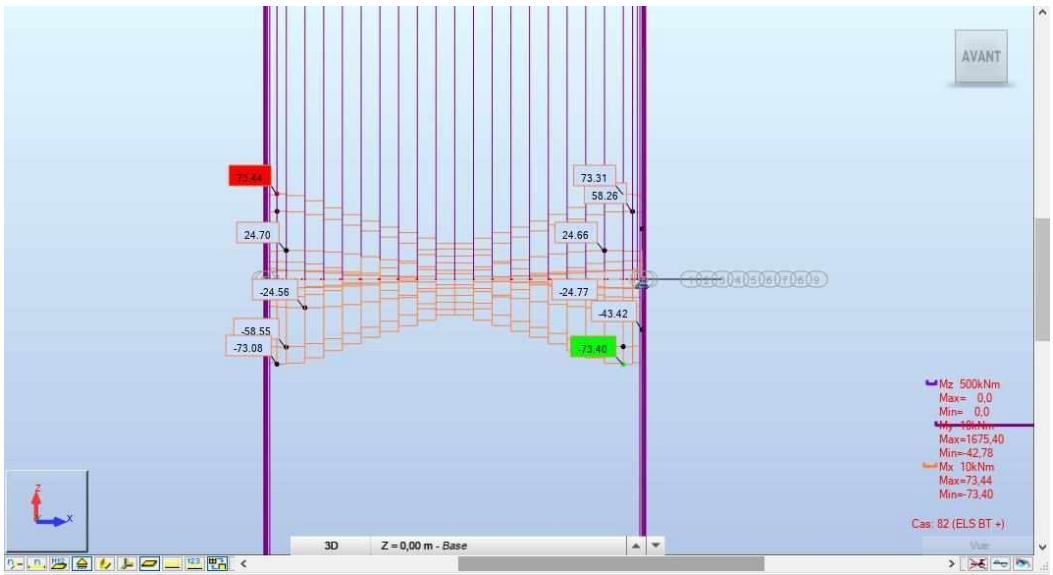


Figure IV. 9: *Diagramme des moments fléchissant sous ELS (cas le plus défavorable)*

IV.5. Résultats numériques des moments fléchissant sous différentes combinaisons :

Poutre	ELS mc120	ELS BC	ELS BT	ELS Al
POUTRE 1	1733.63	1325.62	1351.83	2169.41
POUTRE 2	1833.01	1340.25	1390.11	2190.42
POUTRE 3	1877.50	1389.85	1484.68	2215.26
POUTRE 4	1838.19	1405.09	1551.52	2215.17
POUTRE 5	1877.49	1389.84	1484.68	2215.22
POUTRE 6	1832.99	1340.23	1390.09	2190.38
POUTRE 7	1733.62	1325.61	1351.83	2169.38

Tableau IV. *Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELS (KN.m)*

Poutre	ELU AL	ELU MC 120	ELU BT	ELU BC
POUTRE 1	2880.80	2353.34	1786.63	3073.93
POUTRE 2	2916.23	2346.12	1826.86	3161.89
POUTRE 3	2954.96	2221.45	1932.00	3295.59
POUTRE 4	2969.97	2314.65	2006.87	3339.57
POUTRE 5	2954.80	2344.10	1931.98	3295.52
POUTRE 6	2916.16	2123.23	1826.84	3161.82
POUTRE 7	2880.76	2100.34	1786.61	3073.88

Tableau IV. 1: Les moments *fléchissant dans les poutres sous combinaison ELU (KN.m)*

ELU=1.35G+1.6Q+Max [1.6A(L) ; 1.6Bc ; 1.35Mc120 ; 1.35D240]

ELS=G+Q+Max [1.2 A (L); 1.2Bc; Mc120; D240]

NB : nous avons opté pour les combinaisons (ELS et ELU) les plus défavorables.

IV.6 .Résultats numériques des efforts tranchants sous différentes combinaisons :

Poutre	ELS AL	ELS MC120	ELS BT	ELS BC
POUTRE 1	419.09	322.27	349.22	576.40
POUTRE 2	432.79	373.34	353.10	617.67
POUTRE 3	442.29	396.26	403.85	676.23
POUTRE 4	443.94	351.43	467.55	688.16
POUTRE 5	439.87	395.20	397.28	665.63
POUTRE 6	433.85	375.12	353.82	771.13
POUTRE 7	418.12	322.91	350.10	577.59

Tableau IV. 2 *:Les efforts tranchants dans les poutres sous ELS (KN/m)*

Poutre	ELU AL	ELU MC 120	ELU BT	ELU BC
POUTRE 1	550.80	244.56	262.46	262.77
POUTRE 2	577.46	243.66	267.74	258.33
POUTRE 3	590.86	290.55	312.57	287.47
POUTRE 4	593.41	265.88	369.27	292.63
POUTRE 5	587.59	234.76	306.88	282.10
POUTRE 6	578.89	241.30	268.32	482.69
POUTRE 7	552.03	246.50	263.11	263.54

Tableau IV. 3 *:Les efforts tranchants dans les poutres sous ELU (KN/m)*

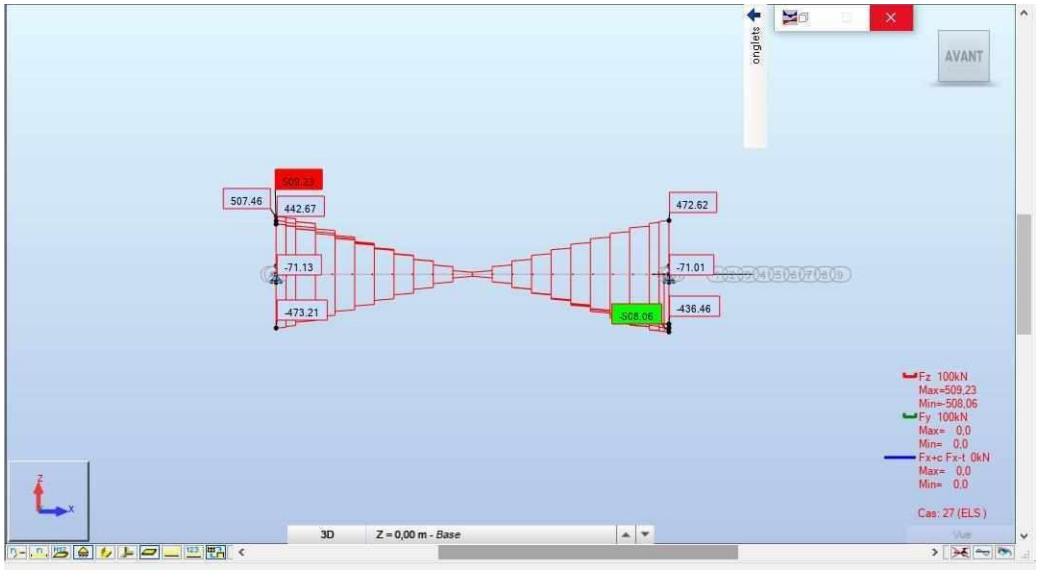


Figure IV. 10*: Diagrammes des efforts tranchants sous ELS3 (cas le plus défavorable)*

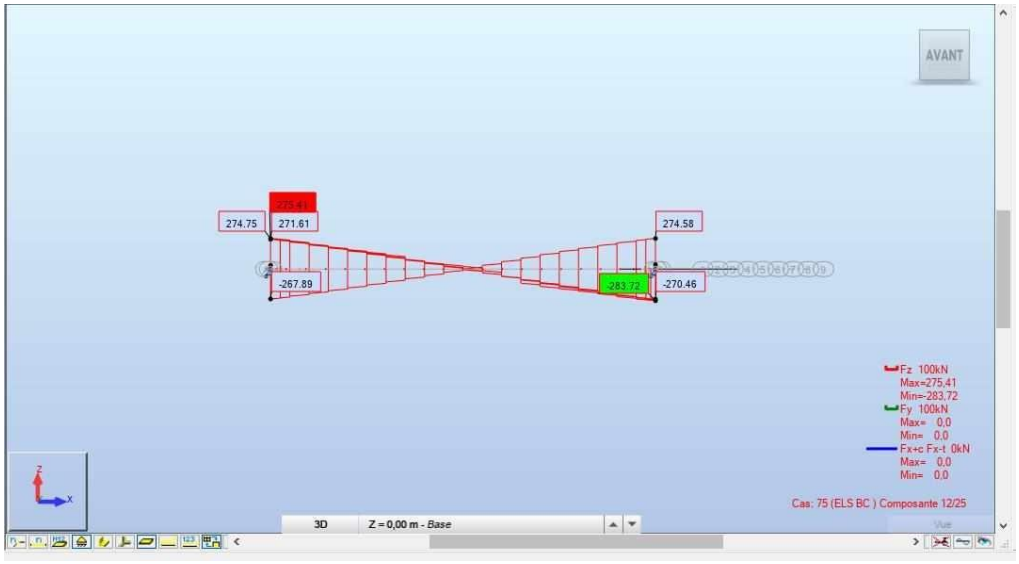


Figure IV. 11*:Diagrammes des efforts tranchants sous ELU3 (cas le plus défavorable*)

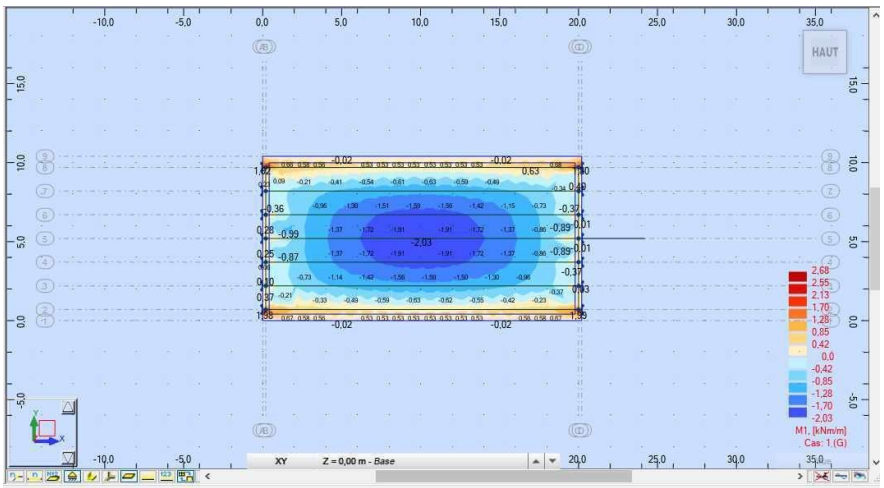


***Figure IV. 12**:Efforts tranchants de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable)*

Chapitre V
ETUDE DES POUTRES

Ferraillage des poutres :

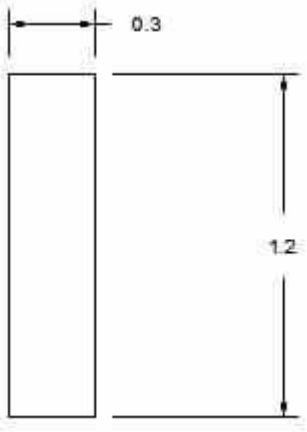


***Figure* V1** : *poutre +dalle*

COMBINAISON D'ACTION	*MOMENTS FLECHISSANTS (T .m)*	*EFFORTS TRANCHANT (T)*
ELS	*1432.25*	*1122.86*
ELU	*1840.87*	*1614.21*

***Tableau* V1**: *.les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants*

Les hypothèses :

ho=0.3m, h=1.2m, et d=0.7h

alors d=0.84m $\sigma_b = 1.5M_u = 18.40MN.m$

f_{c28}*=25Mpa, Fe=400Mpa*

Nb : fissuration préjudiciable

Calcul à l'état ultime de limite ELU :

$$\sigma \mathbf{bc} = \frac{\mathbf{0.85}}{\theta \mathbf{yb}} \mathbf{fcj}$$

$\mu = 0.124 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance

$\alpha = 1.2 * (1-\sqrt{\mu})$.

$\alpha = 0.778$

Z=d (1-0.4 α) *Z=0.578m*

V.2.1. Calculons le moment restant de la table de compression :

Mt=h.ho.f_{bc}(d—ho/2)

Mt =1.3x0.3x14.17x (0.69) =3.813

Mt =3.813 MN. alors Mu>Mt

Donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la table donc le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire *(bxh*).

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_{\sigma st}} \qquad AVEC \quad \sigma_{st} = \frac{fe}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.826Mpa.$$

$$A_{st} = \frac{5.709}{347.826}$$

Contrainte d'acier = *348 MPA*

A_{st} 146.547 cm² choix du ferraillage ***20T32 =160.84cm²***

V. 3. Calcul à l'état limite de service ELS :

Ms=4.229MN.m

Détermination de la position de l'axe neutre

bx²/2 - n Asc (x - d') – n Ast (d - x) = 0 ……. (Asc=0). 1.125x²+0.4825—0.579=0

Après résolution de l'équation on aura :

X1=0.534m.

Xo> ho donc l'axe neutre *(AN*) se trouve dans la nervure.

$$I = \frac{bx^3}{3} + n\,Asc\,(x - d')^2 + n\,Ast\,(d - x)^2 \qquad (Asc = 0).$$

$I = 0.22m^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} * x = \frac{4.229}{0.22} * (0.534) = 10.264M_{pa}$$

$\overline{\sigma bc} = 0.6Fc28 = 15M_{pa}$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma bc}$ ……Condition vérifiée

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2Fe}{3}, 110\sqrt{(rft28)}\right) ou\ r = 1.6\ (pour\ les\ aciers\ de\ haute\ adhérence)$$

$$ft28 = 0.6 + 0.06fc28 = 2.1M_{pa}$$

$\sigma_{st} = n * \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(4.229)(1.2-0.534)}{0.22} = 192.01$

$\sigma_{st} = 201.633 M_{pa}$

σ_{st} = 203.96MPa <σ=215.15 MPa .....condition vérifiée.

Les armatures de répartition :

Ar = $\frac{Ast}{4} = \frac{160.84}{4}$

Ar=40.21cm² choix du ferraillage 5T32=40.21 cm

T_{max}=0.12Mpa

$r_u = \frac{Tmax}{b0 * d} = \frac{0.121}{0.36}$

$r_u = 0.336 M_{pa}$

Pour des fissurations préjudiciables.

$r_{adm} = (0.15 \times \frac{fc28}{\gamma b}; 4M_{pa}) = \min(2.54 M_{pa})$

$r_{adm} = 2.5 M_{pa}$

τu=0.336 MPa <τ_{adm}=2.5MPa.....condition vérifiée.

- Section et armature de l'âme

Φt=min ($\frac{h}{35}, \frac{h0}{10}$, , *Φmin)*

D'où Φmin est le diamètre minimum des armatures longitudinales *Φt=min (4.2, 2,3.2)=20mm*

Φt=12mm

V .4.2. Effet de l'effort de tranchant :

Au niveau d'appuis *Tu=0.121MN*

Soit : A= 5T32=40.21 cm² la section d'armatures inférieur au niveau de l'appui Alors on doit vérifier *A. t >Tu*
A δt=0.1608MN et *Tu=0.121MN* Alors condition vérifiée.

V.4.3. Jonction de l'hourdis et l'âme de la poutre :

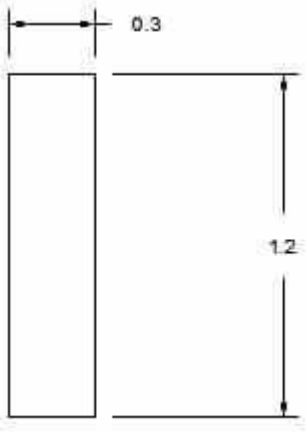


***Figure** V2* **:** *section de la poutre*

V .4.4. Les hypothèses :

Tu=0.121MN, bo=0.3m, b=2.25m, b1=0.975m, et d=1.2m

$$ru = \frac{Tu * b1}{1.8h0 * d * b} = 0.182Mpa$$

$$ru = 0.182M_{pa}$$

$$r_{adm} = \min\left(0.15\frac{fc28}{\gamma b}; 4M_{pa}\right) = \min(2.54M_{pa})$$

$$r_{adm}2.5M_{pa}$$

$u < \tau_{adm}$ ..... condition vérifiée

V .4.5 . Calcul de la contre flèche :

On doit vérifier $A \geq \frac{Tu.(b-bo)}{0.8fe.d.b} = \frac{0.816}{864}$=9.44cm²

Soit *12T14=9.24 cm²*

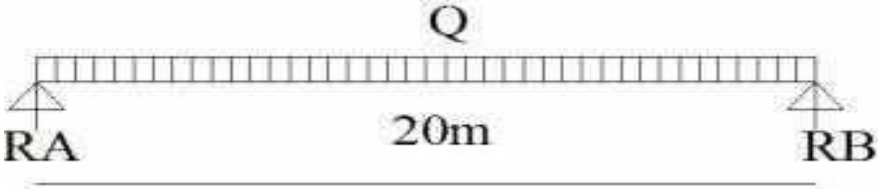


***Figure** V3: Chargement de la poutre*

RA=RB=QL/2=

(0.355x20)/2=3.55t
RA=RB=3.5t
Equation de la flèche
EIY = EIo + RA $\frac{x^3}{6}$) − q ($\frac{x4}{24}$)

- **Conditions aux limites**

X=0;y=0 ; y(0)=0 X=L=20m ; y=0

Or E=11000$\sqrt[3]{fc28}$ =32164Mpa or I= I=0.22 m^4

Donc EI=7076.08MN.m²

Pour voir la variation de la flèche on étudiera son allure en résolvant l'équation de la flèche (1):

EIY=—0.148x^4 +0.591x³ —118.33x

On reporte les résultats dans le tableau ci-dessous :

X(m)	0	2.25	4.5	6.75	9	10
EIY	0	140.160	283.04	459.945	849.13	1238.314
Y(m)	0	0.0198	0.04	0.065	0.12	0.175

Tableau V2 *: valeur de la contre flèche*

Manutention des poutres :

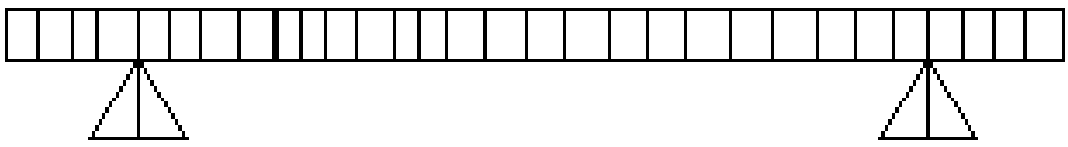


***Figure* V4** : *position des points de levage*

Calculons *q=0.3x1.2x2.5*

Q=0.9t/ml

Calculons les réactions *R1=R2=QL/2*

R1=R2=9t

a) Calculons les moments fléchissant

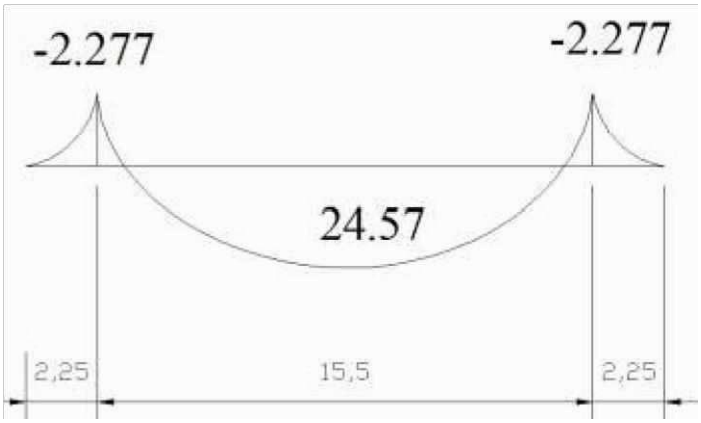


Figure* V5 *: *Diagramme des moments*

M(0)=0 et m (2.25)=+/-2.2777 t.m

Pour x ≥ 2.25 m(x) = R(x—2.25)

M (2.25)=—2.277t.m et m(10)=24.57t.m

b) Calcul des efforts tranchants

Pour 0≤x≤2.25 T(x) = -QX

T(0)=0 et T(2.25) = -2.025 t

Pour x≥2.25 T(x)=R1—QX

T(2.25)=6.75t

c) Section d'acier

On a une compression simple, donc la section d'acier est donnée par la formule suivante

$A=\frac{Tu}{\sigma st\sqrt{2}}=\frac{1.35x0.0675}{492.072}$=1.851cm²

Choix du ferraillage *3T12 = 3.39cm*².

Détermination des CRT des charges :

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calculs classiques ont été proposées. En général, l'étude des poutres principales est subdivisée en une étude transversale et une étude dans le sens longitudinal. La première étude donne un Coefficient de Répartition Transversale (CRT), qui sera multiplié avec les sollicitations (globales) trouvées dans le sens longitudinal afin d'obtenir les sollicitations (moyennes) d'une poutre. Les méthodes de calcul proposées sont classées en deux familles, selon que la section transversale peut être considérée comme étant déformable ou indéformable. Dans le cas de tablier rigide, on utilise la méthode de Courbon et dans le cas contraire, c'est la méthode

de Guyon-Massonnet qui est la plus utilisée. Pour notre cas et en raison de l'absence d'entretoises intermédiaires, la répartition transversale des charges se fait par l'intermédiaire de l'hourdis, donc on utilisera la méthode de Guyon Massonnet .Aperçu théorique sur la méthode de Guyon-Massonnet : Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable ; C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954). Cette méthode est utilisée pour le calcul des dalles ou des réseaux des poutres utiliseront la méthode de Guyon-Massonnet.

V.6.1. Principes fondamentaux de la méthode de Guyon-Massonnet :

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.

- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$P' = P * \sin\left(\pi * \frac{x}{L}\right)$$

Avec : p : constante; L : portée de la travée. Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

V .6.2. Paramètres fondamentaux : On considère une travée indépendante, de portée *L*, de largeur *2b*, dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de *n* poutres longitudinales (portée L, espacement *b1*) et de m entretoises (portée *2b*, espacement *L1*) intermédiaires, disposées transversalement.

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- **Leur rigidité à la flexion :**

$$B_p = E * I_p$$

- **Leur rigidité à la torsion :**

$$B_E = E * I_E$$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par ;

- **Leur rigidité à la flexion** :

$$B_E = E * I_E$$

- **Leur rigidité à la torsion :**

$$C_E = G * K_E$$

Avec :

- Module de *Young* ;
- Module de torsion; et (est le coefficient de *Poisson*).
- Moment d'inertie de flexion des poutres;
- Moment d'inertie de torsion des poutres;
- Moment d'inertie de flexion desentretoises;
- Moment d'inertie de torsion desentretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

- Les rigidités de flexion :

$$\rho_P = B_P/b_1 = E * I_P/b_1.$$
$$\rho_E = B_E/L_1 = E * I_E/L_1.$$

- Les rigidités de torsion :

$$\gamma_P = C_P/b_1 = G * K_P/b_1.$$
$$\gamma_E = C_E/L_1 = G * K_E/L_1.$$

On suppose que le coefficient de Poisson du matériau constitutif est nul (ν=0) alors : $G = E/2$.

Donc : $\gamma_P = E * K_P/2b_1$ et $\gamma_E = E * K_E/2L_1$.

Figure V6 : *calcul de la rigidité*

Coefficient de Répartition Transversale (CRT):

Le Coefficient de Répartition Transversale *(K)* est un coefficient correctif qui tient compte de la répartition transversale dessurcharges.
Celui-ci montre la proportion des surcharges transmises sur la portion considérée.

K dépende la valeur du paramètre de torsion, de la valeur du paramètre d'entretoisement de l'excentricité de la charge e et de l'ordonnée de la poutre considérées.

Pour quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. *El* e est donnée par Massonnet

Les valeurs de ces coefficients sont tiréesdes tableaux et des abaques de Massonnet. Pour une poutre d'ordonnée *y,* on procède à une interpolation linéaire sur les valeurs de *y* données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Une interpolation linéaire peut se faire par rapport à

La rigidité flexionnelle des poutres :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\rho_P = E \times I_G / b_1$$

- Avec *E*: Module de Young ; Espacement entre les axes des poutres;
- Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe X_G. Par application, on trouve
  20E+03

La rigidité flexionnelle de la dalle de couverture:Elle

est donnée par la formule suivante :

$$\rho_h = E \times I_h / L_1$$

Avec :

$=1 \times e^3/12$, « e » étant l'épaisseur de la dalle découverture ;

=1m, est la longueur de la dalle

Par application, on trouve : = ***1.48E+01***

Le paramètre d'entretoisement :

Il est défini par la formule :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \left(\frac{\rho_p}{\rho_h}\right)^{1/4}$$

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'HOURDIS

VI: 1.Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

Ce sont des structures planes armées suivant une ou deux directions reposant sur des poutres, et peuvent être simplement appuyées ou totalement encastrées.

Pour notre cas, la dalle a une épaisseur de 20cm, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm.

VI: 2. caractéristiques géométriques

La dalle est calculée comme une poutre simplement appuyée, pour le ferraillage on adopte une bande de 1m de longueur.

- Les hypothèses

b =1m, h=20cm, $\overline{\sigma bc}$=15Mpa; σ_{st} =201.633 Mpa; f_{c28}=25Mpa, f_{bc}=14.17Mpa

VI:3. Etude de la flexion longitudinal

Pour la flexion longitudinale le problème de ferraillage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura : Les moments fléchissant max et min sont obtenus par le logiciel ROBOT.

		ELU	ELS
M11 (transversal)	Mt.max	134.619	99.717
	Mapp.max	80.637	59.731
M22 (longitudinal)	Mt.max	25.024	38.528
	Mapp.max	32.515	24.08

Tab.VI:1. les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par ROBOT)

Efforts tranchants	ELU	ELS
T .transversal	240.884	178.433
Longitudinal	294.458	218.413

Tab.VI:2. Les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par ROBOT)

VI: 4. Ferraillage de l'Hourdis

a. Transversal (M_{11})

❖ En travée (ELU)

Mu=0.13461 MN.m d=0.9h =0.9x0.2=0.18m, fbc=14.17MPa

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbc}$$

$$\mu = \frac{0.13461}{0.459} = 0.293$$

$\mu=0.293 < \mu_R = 0.392$ ⇔ Section à simple armatures. C'est à dire: les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$\alpha = 1.25* (1-\sqrt{1-2\mu})$.

$\alpha= 1.25 * (1-\sqrt{1-2 \text{ x } 0.293})$.

$\alpha = 0.446$

Z=d (1-0.4 α)

Z=0.147m

$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma st}$ avec $\sigma_{st} = \frac{fe}{1.15} = \frac{400}{1.15}$= 347.828 Mpa

$A_{st} = \frac{0.13461}{51.131}$

$A_{st} =$ 26.326cm²

Choix du ferraillage **6T25=29.45cm²**

❖ **Vérification à l'ELS**

Ms=0.0997MN.m

Determination de la position de l'axe neuter

$bx^2/2 - n Asc (x - d') – n Ast (d - x) = 0$ …… (Asc=0).

n: coefficient equivalence =15

$bx^2 /2 - n Ast (d - x) =0$

$0.5x^2 - 15.616 * 10^{-4}(0.18 - x) = 0$

$0.5x^2 + 9.2410^{-4} * (-1.6610^{-3}) = 0$

X= 0.049m.

$$I = \frac{bx^3}{3} + n\,Asc\,(x - d')^2 + n\,Ast\,(d - x)^2$$

$$I = \frac{(0.049)^3}{3} + 15(6.16 * 10^{-4})(0.18 - 0.049)^2$$

$$I = 1.977 * 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} * x = \frac{0.024x * 0.049}{1.977 * 10^{-4}} = 5.948$$

$\sigma_{bc} = 5.948 M_{pa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\overline{f_{28}} = 15 M_{pa}$

Condition vérifiée.

$$\sigma_{st} = n * \frac{Ms(d - x)}{I} = \frac{15(0.024)(0.18 - 0.049)}{1.977 * 10^{-4}} =$$

$\sigma_{st} = 238.54$

$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3Fe}, 110\sqrt{\overline{rft28}}\right)$ *ou* $r = 1.6$ (*pour les aciers de haute adhérence*).

$\sigma_{st} = 201.633 M_{pa}$

$\sigma_{st} = 238.54 Mpa < \overline{\sigma_{st}} = 201.633\ Mpa$ ..... *condition non vérifiée.*

on augment alors le ferraillage à $\mathbf{6T14 = 9.24cm^2}$ *apres calcul nous avon obtenus*:

$\sigma_{st} = 5.11 Mpa < \overline{\sigma_{st}} = 0.6\overline{f_{28}} = 15 Mpa$ ..... *condition vérifiée.*

$\sigma_{st} = 161.470 Mpa < \overline{\sigma_{st}} = 201.633 Mpa$ ..... *condition vérifiée.*

		En Travée	En Appuis
Transversalement	Ast	6T25=29.45cm^2	10T16=20.11cm^2
	Asc	0	0
Longitudinalement	Ast	8T14=12.32cm^2	6T14=20.11cm^2
	Asc	0	0

Tab.VI:3: Tableau récapitulatif pour le ferraillage de l'hourdis

❖ Vérification de condition de non fragilité

$A_{smin} \geq 0.23*b*d*ft28/fe$

$=0.23*1*0.18*2.1/400=2.173\ cm^2$

$A_{smin}=9.24 > 2.173$..... Condition vérifiée

❖ **Résistance à l'effort trenchant**

D'après les règles de BAEL la verification ne fait qu'à l'état limite ultime (ELU)

a) Justification du béton

❖ **transversalement**

Tu=240.884 KN

$$r_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{240.884 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 1.338Mpa.$$

$r_u = 1.338Mpa.$

$$r_{adm} = \min\left(0.15\frac{fc28}{\gamma d}; 4Mpa\right) = \min(2.5; 4Mpa) = 2.5Mpa.$$

$r_u 1.338Mpa < r_{adm} = 2.5Mpa$ ..... $condition\ vérifiée.$

❖ **Longitidinalement** :

Tu =294.458KN.

$r_u = 1.635Mpa.$

$r_u = 1.635Mpa < r_{adm} = 2.5Mpa$ ..... $condition\ vérifiée.$

VI.4-Vérification au poinconnement Condition vérifier:

$$q_u \leq 0.045.U_c.h.f_{cj} \qquad Avec:$$

q_u: Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c: Périmètre du contour au niveau du Feuillet moyen

h: Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj}: Résistance caractéristique du béton à 28

Conformément aux prescriptions de l'article A.5.2, des règles BAEL91, il y a lieu de verifier la résistance du hourdis au poinçonnement par effort tranchant sous l'effort des charges localisées du système B:

: Charge de calcul Vis à Vis de l'E.L.U:

Où, $Q_{(Bc)}$ = 60 kN ; $Q_{(Bt)}$ = 80 kN ; $Q_{(Br)}$ = 100 kN

(ELU) = 1, 6 pour le système B.

: Coefficient de majoration dynamique pour le système B.

: Périmètre du rectangle de répartition en cm: **= 2 (u+v)** Où, u et v sont les dimensions du rectangle de répartition en cm. h: Hauteur du hourdis en cm.

: Coefficient de sécurité (= 1, 5). On établit, donc, le tableau IV.3:

Charge	**Q**	**u_0**	**v_0**	**u**	**v**	**u_c**	**h**	**Q_u**	**Q_{lim}**
B_c	60	25	25	61,5	61,5	246	20	121.34	**369**
B_t	80	60	25	96,5	61,5	316	20	161.40	**474**
B_r	**100**	**60**	**30**	**96,5**	**66,5**	**326**	**20**	**187.68**	**489**

Tableau VI. 4: *Vérification au poinçonnement*

Conclusion générale

Conclusion générale

Le pont se présente comme un élément de développement, de désenclavement, de communication et valorisation, un facteur d'intégration en somme, de ce fait leur bon fonctionnement doit être assuré l'élaboration de ce type de projet nécessite un travail de synthèse des différentes disciplines relier aux travails publics, la maitrise de la réalisation et de l'exécution des différents types de réflexion et du bon sens.

L'étude de conception de structure tablier de pont franchissant El-Menia traversant AREMAL sur la RN03 au la wilaya de Constantine, nous a permis d'approfondir et de compléter les connaissances acquises. Ainsi que, la maitrise de la règlementation régissant les principes de calculs des structures dans le domaine des ouvrages d'art et l'utilisation des logiciels comme moyen de calcule à fin d'arrivera ce modeste travail.

Enfin, nous osons croire que tous ceux qui auront parcouru ce travail de fin cycle bénéficieront du fruit de notre formation a notre département génie civil université Abbes Laghrour Khenchela.

BIBLIOGRAPHIE

1) **AMERICAN NATIONAL STANDARD**, 2004 **:** Guide du Corpus des connaissances en management de projet, PMBOK Troisième édition, ANSI/PMI 99-001-2004.

2) **BENAYAD.K et BENADLA.I.**, **2009 :** Etude d'un viaduc à l'Autoroute Est- Ouest K76 Tronçon W7 à Tlemcen .mémoire d'Ingénieur d'état. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

3) **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.).,** 1994 : Conception des pont Presses des Ponts et Chaussées 620 624.1 20/01.

4) **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.).**, 2009 : Conception des ponts - Démarche de conception in Techniques de l'Ingénieur, traité Constructionc4496.

5) **CACI**, 2009 : Mutation, Publication trimestrielle éditée par la chambre Algérienne de commerce et d'industrie, Numéro 57 - 03/06.

6) **CASANOVA.G et ABECASSIS.D** : Gestion de projet- les parties prenantesd'un projet, Université de Lorraine, France.

7) -Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.Ministre des travaux publics.

8) **L.T.P.O**., 2008 : Rapport d'étude géotechnique d'O.A n°1 sur la RN 94 au PK 28+400 Moulay Slissen , Sidi bel abbes, Algérie.

9) **LACROIX .M.R et all**., 1980 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d´art, programmes de charges et épreuves des ponts-routes. Fascicule N° 61 titre II.

10) **LACROIX .M.R et all**., 2000 : BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. BAEL 91 révisé 99.

11) **LACROIX .M.R et all**., 2000 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule n° 62 (Titre I - Section II), BPEL 91 révisé 99.

12) **MAACHOU.O**., 2013: Cours de béton précontrainte. Université Abou-BekrBelkaïd, Tlemcen, Algérie.