

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université 20 Août 1955-Skikda
Faculté de technologie
Département de génie civil



Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master en Travaux Public

Spécialité :

Voies et ouvrages d'art (VOA)

Par :

ChOUIYET LINA

Intitulée :

**Etude d'un tablier de pont à poutres en béton armé sur Oued
guebli, Karkra-Skikda**

Sous la direction du : DR. MENDJEL DJENETTE

Soutenu le 29/06/2024

Devant le jury :

- Pr. MESSASET SALAH (présidente)
- DR. MEBIROUK NADJIB (examineur)
- DR. FELALI KAMEL (examineur)

Année universitaire 2023/2024

Remerciement mémoire

Je voudrais exprimer ma profonde gratitude à ma directrice de thèse, le Dr dJenette Mendjel, pour sa supervision, ses conseils, son assistance et ses conseils avisés inestimables. J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et à toutes les personnes qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques, ont guidé et enrichi mes réflexions. Leur disponibilité et leur générosité à me rencontrer et à répondre à mes questions durant mes recherches ont été inestimables.

DÉDICACE*

À toutes les personnes qui nous ont soutenus, encouragés et aimés tout au long de notre vie.

À mes chers parents, pour votre amour inconditionnel, votre soutien indéfectible et vos innombrables sacrifices.

À mes sœurs khouloud et soundous et abtisam et à mon frère moonir et yaznan et aossaid mes neveux

À toute la famille chouiyet et boudalioua pour son aide précieuse.

Une dédicace spéciale à mes chères

À tous nos amis et mes camarades de classe de la spécialité V.O.A, sans qui la vie n'aurait jamais été aussi belle.

À tous ceux qui nous chérissent...

À toutes les personnes qui ont marqué notre parcours par leur présence, leur aide et leur amour.

À mes chers amis et camarades de classe de la spécialité V.O.A, avec qui chaque moment partagé fut une joie.

À tous ceux qui nous aiment et nous soutiennent

Sommaire

Introduction Generale.....

Chapitre.I

Généralité et Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction.....	11
I.2.But de l'étude:.....	11
I.3. Choix type d'ouvrage :.....	11
I.3.1. Critères de choix du type d'ouvrage	12
I.3.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :	12
I. 4.Avantages et inconvénients des variantes :.....	12
I.4.1.Pont à poutre en béton précontraint :	13
I.4.2.Ponts mixtes ou métalliques :	13
I.4.3.Les ponts à poutre en béton armé	14
I.5. Analyse multicritère des variantes possibles.....	14
I.5.1.Conception de l'ouvrage	15
I.5.2. Données naturelles	15
I.5.3.Les données géotechniques.....	15
I.5.4. Les données topographiques	15
I.5.5. Les données climatiques	16
I.5.6.Données fonctionnelles :.....	17
I-. Données relatives à la voie portée	17
I.6. L'infrastructure	17
I.7. CONCLUSION.....	18

Chapitre II

Prédimensionnement et Caractéristiques des matériaux de l'ouvrage

II.1.Présentation	19
II .2. Béton.....	19
II .3. Résistance à la compression	20
II .4. Résistance à la traction	20
II.5. Contraintes admissibles de compression du béton	20

II.6. Contrainte de calcul pour L'E.L.S	21
II .7. Module de déformation longitudinale du béton «E»	21
II.7.1. Module de déformation instantanée (courte durée)	21
II.8. Module de déformations transversales «G»	21
II.9. L'acier.....	22
II.10. Prédimensionnement du tablier	23
II.10.1. largeur du tablier.....	23
II.10. 2. longueur des travées	23
II.11. Prédimensionnement des poutres.....	23
II .12. Conclusion	25

Chapitre III

Estimation des Charges

III.1. Evaluation des charges et surcharges	26
III.1.1. Charges permanentes	26
III.1.2. Charges routières : 26	

Chapitre IV

Modélisation et étude de la poutre

IV.1. INTRODUCTION	33
IV.2. MODELISATION	33
IV.3. ETAPES ESSENTIELLES DE LA MODELISATION	33
IV.4. ETUDE DE LA POUTRE	44
IV.5. CONCLUSION.....	48

Chapitre V

Etude de l'hourdis

V.1. INTRODUCTION	49
V.2. ETUDE DE L'HOURLDIS (FLEXION LOCALE):.....	49
V.2.1. Sollicitations dues à la charge permanente.....	49

V.2.2. Sollicitations dues aux surcharges	50
V.2.3. Ferrailage de l'hourdis	51
V.3. CONCLUSION :	55

Chapitre VI

Etude des appareils d'appui

VI.1. INTRODUCTION	56
VI.2. CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI :	56
VI.3. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI A L'ELU SELON LA NORME NF EN 1337-3:	58
VI.3.1. Calcul des efforts	58
VI.3.2. Déplacements	59
.....	59
VI.3.3. Aire de l'appareil d'appui	60
VI.3.4. Hauteur nominale totale de l'élastomère (T_e)	60
VI.3.5. Dimensions en plan	60
VI.3.6. Limitation de la distorsion	61
VI.3.7. Stabilité en rotation	61
VI.3.8. Stabilité au flambement	62
VI.3.9. Condition de non-glissement	63
VI.3.10. Dimensionnement des frettes	63
VI.4. CONCLUSION	63
CONCLUSION GENERALE	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIES	

Liste des tableaux

Tableau I-1. Espace de comparaison.....	14
Tableau- I.2. Les hauteurs respectives des appuis.....	18
Tableau III.1. Valeurs de a_1	27
Tableau III.2. Valeurs du coefficient bc	28
Tableau III-3. Charge (bt) par essieu.....	27
Tableau V.1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant dans les poutres.	28
Tableau V.2. Tableau récapitulatif des efforts tranchant dans les poutres.....	30
Tableau V.3. Les moments fléchissant et l'effort tranchant dans la poutre.	43
Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. V.1. Tableau récapitulatif des sollicitations dans la dalle.	43
Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. V.2. Tableau récapitulatif des armatures à l'ELU avec vérification de la condition de non fragilité CNF.	52

Liste des figures

Figure I.1. carte de la position de l'ouvrage.	11
Figure I.2. Vue en plan du viaduc.	16
Figure I.3. Coupe longitudinale du pont	17
Figure. II. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	20
Figure.II-2 : Diagramme contrainte deformation.....	23
Figure III.1. Disposition du système ‘‘Bc ‘‘	28
Figure III.2. Disposition du système ‘‘Mc120 ‘‘	29
Fig III-3 : Disposition de D240 en plan 29	
Figure III-4: Les dimensions du système Bt.....	30
Figure IV.1 : Vue en 3D de modèle du pont sur CSi Bridge.	33
Figure IV.2. Ferrailage de la poutre.....	48
Figure V.1. Définition de la largeur (lx) de la dalle.....	49
Figure V.2. Le système D240, placé au centre de la dalle.	50
Figure V.3. Section de calcul.	51
Figure V.4. Effet de système Br.	55
Figure VI-1: Disposition des appareils d'appuis.....	56
FigureVI-2: Appareil d'appui en élastomère fretté.....	57
Figure VI.3. Schéma d'un appareil en élastomère fretté.....	58

Figure VI-4: Effet de l'effort normal.	59
Figure VI-5: 1er cas de distorsion.	59
Figure VI-6: 2ème cas de distorsion.	59
Figure VI-7: Rotation de l'about du tablier.....	61

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un pont est une structure qui permet de relier deux endroits séparés par un obstacle ou qui permet le passage sans croisement entre deux flux de circulation.

Dans le domaine technique, on définit un pont comme un édifice lancé ou rejeté afin de permettre le passage d'un obstacle naturel ou artificiel.

Il est donc essentiel d'avoir une bonne compréhension de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables, ainsi que des méthodes d'exécution pour concevoir des ponts. Effectivement, il est nécessaire de considérer à la fois les conséquences de la charge du trafic porté et des phénomènes extérieurs tels que le vent, les courants fluviaux ou les tremblements de terre.

L'étude de définition d'un pont dans un site donné nécessite une connaissance approfondie des principaux types de structures, de l'étendue de leur utilisation et de leurs méthodes de dimensionnement.

Cependant, un pont ne se limite pas à être un œuvre d'art. Son objectif est de garantir un service dont l'opinion publique demande un niveau élevé de qualité, de sécurité et de fiabilité. Quant à la résistance structurale, elle est généralement assurée par le respect de normes et de règles de l'art.

L'objectif de ce mémoire de fin d'études est de concevoir et d'analyser un projet artistique (un viaduc à poutres préfabriquées en béton armé). Situé au point kilométrique PK 00+7.00 du projet de la route nationale n°85 dans l'Etat la wilaya de SKIKDA, cet édifice mesure environ 100 mètres de long.

Afin d'accomplir notre but, le travail est principalement structuré en treize (9) chapitres

- 1) Le premier chapitre est consacré à la Pour une introduction générale sur les ponts et la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception;
- 2) Le second chapitre est consacré aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage d'art, et le
- 4) pré-dimensionnement des différents éléments constitutifs du tablie

- 3) Le troisieme chapitre est consacré a le.Evaluation des charges et surcharge

- 6) Le 4 chapitre présente Modélisation et étude de la poutre
- 7) Le chapitre 5 contient des: ETUDE DE L'HOURDIS

8)Le chapitre 6 contient des: ETUDE DE APPAREILS D'APPUI

Chapitre.I

Généralité et Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon l'utilisation on distingue :

- pont route.
- pont rail.
- pont canal.

I.2.But de l'étude:

Le but de ce mémoire de fin d'études est d'analyser un ouvrage d'art (pont) qui permet de traverser Oued Guebli.

Le présent ouvrage entre dans le cadre de l'évitement de la commune de KERKARA au Pk 00+7.00 près de la ville de COLLO dans la wilaya de SKIKDA.

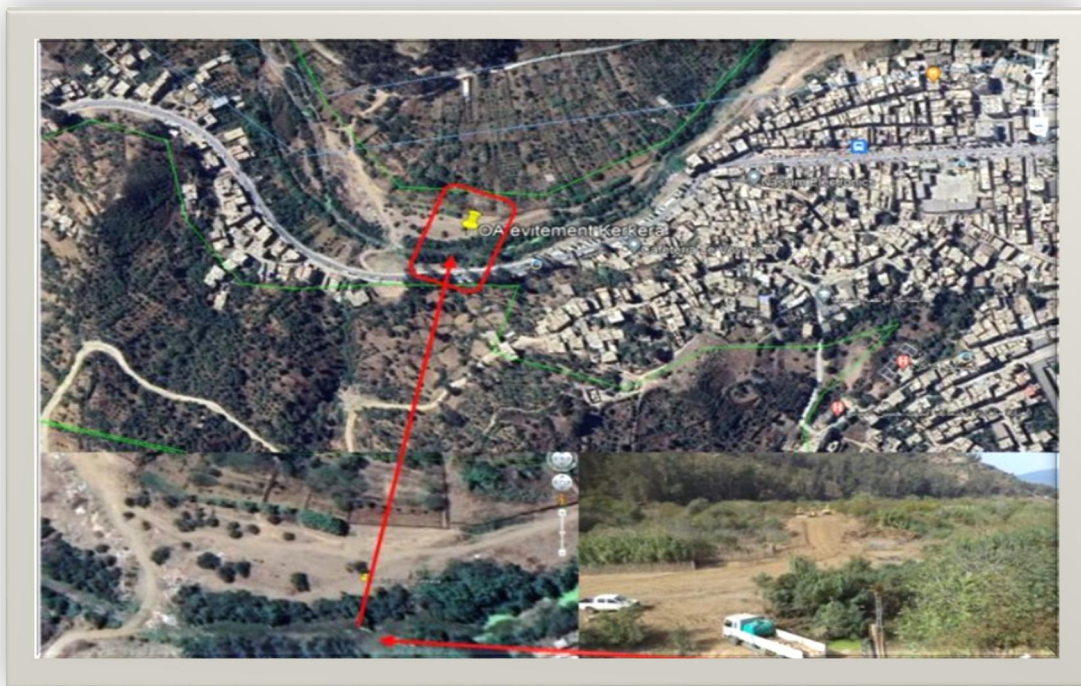


Figure I.1. carte de la position de l'ouvrage.

I.3. Choix type d'ouvrage :

Le concepteur doit être conscient des différentes solutions envisageables, ainsi que de leurs contraintes, de leurs limites d'utilisation et de leurs coûts. Dans le domaine des constructions d'art, il n'y a pas une seule solution pour résoudre un problème de franchissement d'un obstacle. Dans ce chapitre, nous examinerons les différentes options possibles pour notre projet, leurs

bénéfices, leurs inconvénients et leur méthode de construction qui nécessite un matériel spécifique.

Après la collecte des informations naturelles et fonctionnelles, il est possible de retirer les ponts dalles en béton armé ou précontraint qui ont été coulés en place en raison de la grande complexité de leur étayage et de leur coffrage.

Les variantes les plus appropriées ont été proposées et une étude comparative a été réalisée en fonction des avantages et des inconvénients de chaque variante. Ces différentes variantes ont été étudiées :

- Pont en béton armé avec poutres ;
- Pont en béton précontraint avec poutres ;
- Pont mixte ou métallique.

I.3.1. Critères de choix du type d'ouvrage :

Pour notre franchissement, il est possible d'envisager différentes options, mais, tout d'abord, nous mentionnons les différents critères de choix qui sont :

- La ligne de communication : pont (route, rails...).
- Le principal matériau dont ils sont fabriqués.

La mécanique peut être isostatique ou hyperstatique.

- La mise en forme en plan : droites, obliques, oblongues.
- La durée de leur vie prévue : permanente ou temporaire.

I.3.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

Les formes de la chaussée (longitudinales, traversées, plan) :

Les différentes positions d'appui.

La composition du sol de base.

- Le modèle à suivre.
- Les modalités d'exécution et d'accès à l'installation.

I. 4. Avantages et inconvénients des variantes :

I.4.1. Pont à poutre en béton précontraint :

Les poutres sont équipées de câbles précontraints (poste tension ou pré tension), ce qui permet d'éviter l'utilisation souvent coûteuse d'un cintre. Elles sont utilisées pour franchir des portées intermédiaires d'environ 25 mètres. Les portées les plus abordables sont comprises entre 30 et 35m.

➤Les avantages :

- Préfabrication des poutres lors de la construction des fondations.
- Exécution facile et rapide, ce qui diminue les délais et les dépenses.

Ce genre de structure fonctionne de manière isostatique, ce qui la rend insensible aux tassements différentiels des appuis.

- L'utilisation de la matière est efficace car le béton est constamment comprimé.

Les armatures en béton précontraint à haute limite élastique sont moins coûteuses à force égale que les aciers de BA.

- La capacité de surmonter de plus grandes distances par rapport aux constructions en béton armé.
- La faculté de rassembler des éléments préfabriqués sans avoir besoin d'échauffages.

Le pont en B.P à poutres n'a pas besoin de beaucoup d'entretien.

➤Les inconvénients :

Il est essentiel de produire du béton plus résistant d'ici 28 jours.

Il est nécessaire d'attendre la mise en tension afin de pouvoir découvrir.

Il est essentiel d'avoir un personnel compétent pour vérifier la pose des gaines et des câbles, ainsi que pour mettre en tension les câbles.

I.4.2.Ponts mixtes ou métalliques :

Dans les ponts en métal, le tablier est constitué d'un hourdis et de poutres métalliques, tandis que dans les ponts mixtes, le tablier est constitué d'une dalle en béton armé qui repose sur des poutres métalliques. Dans les deux cas, la dalle est reliée à la semelle supérieure des poutres par des connecteurs, qui ont pour fonction d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

➤Les avantages :

- Une mise en œuvre rapide et simple.
- Une capacité à surmonter de grandes distances avec une compétitivité élevée.

L'usinage des poutres à âme pleine est facile.

La légèreté du tablier en béton permet d'équilibrer la charge du sol.

➤Les inconvénients :

- Les dangers de corrosion de l'acier, en particulier en présence d'un environnement agressif.
- Les risques de voilement et de déversement des poutres.

Il requiert des visites régulières et des entretiens réguliers.

- Perméabilité au changement de température.
- Produits très onéreux.

I.4.3. Les ponts à poutre en béton armé :

Le tablier de ce type est composé de poutres longitudinales, dont la longueur peut atteindre jusqu'à 9 à 20 mètres. Ce genre de construction a été largement utilisé lors des premiers programmes de travaux autoroutiers.

➤ Les avantages:

- Ne nécessite pas un grand nombre d'entretiens.
- Ne requiert pas de personnels hautement qualifiés ni de contrôle technique rigoureux.
- Mise en œuvre simple.

➤ Les inconvénients:

- Structure très épaisse.
- Les tracés continus ne sont pas recommandés.
- Un échafaudage crucial.
- Pas rentable pour les portées dépassant 20 mètres.

I.5. Analyse multicritère des variantes possibles :

	Pont métallique	Pont en béton précontraint	Pont en béton armé
Economie	-	-	+
Entretien	-	-	+
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	+	+
Délai	+	+	+

Indices d'appréciations : (+) : favorable. (-) : peu favorable.

Tableau I-1. Espace de comparaison.

I.6. Conception de l'ouvrage :

L'objectif du concepteur des ponts est de trouver la solution la plus abordable en respectant toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées selon une approche itérative, tout en

tenant compte de plusieurs exigences de durabilité et de qualité architecturale, ainsi que du respect des normes établies.

I.5.1. Données naturelles :

L'inspection des lieux par l'ingénieur responsable d'un projet est une étape cruciale pour un projet d'ouvrage d'art. Les informations essentielles à collecter sur place sont récapitulées ci-dessous.

I.5.2. Les données géotechniques:

Il est indéniable que les données géotechniques sont essentielles pour étudier un ouvrage est donc toujours essentiel de connaître les caractéristiques du sol, car elles déterminent le type de fondation des appuis. De plus, elle joue souvent un rôle déterminant dans le choix de la solution pour le passage prévu.

I.5.3. Les données topographiques :

Il est nécessaire d'avoir un relevé topographique et une vue en plan du site qui représentent les différentes entrées, ainsi que les espaces disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

I.5.4. Les données climatiques :

a. L'effet de vent :

Les hypothèses simplificatrices sont admises dans le titre II du fascicule 61 du CPC pour évaluer l'action du vent sur les ponts dans les circonstances habituelles.

La pression normale est généralement fixée à 2000 N/m² pour les ouvrages en service, lorsque le vent souffle perpendiculairement à l'axe de la chaussée.

- Pour les travaux en cours, cette pression est établie à 1250 N/m² ou 1000 N/m² en fonction de la durée de la phase de chantier, qui peut dépasser ou ne pas dépasser un mois.
- Il est nécessaire de considérer un vent oblique ou parallèle à la chaussée sur les piles hautes et minces, avec une intensité comprise entre 500 et 1000 N/m², en fonction des cas de figure.

b. L'effet de séisme :

D'après la version 2008 du RPOA, la zone SKIKDA est classée IIa en termes de classification parasismique.

La sismicité moyenne est représentée par un coefficient d'accélération de 0,25. L'infrastructure actuelle qui soutient l'autoroute est classée dans le groupe d'importance 1 et répond aux exigences de sécurité publique et de défense nationale.

c. L'effet de température :

Les règlements de calcul mentionnent les fluctuations de température à prendre en considération, qui sont applicables à divers matériaux. Ces effets jouent un rôle essentiel dans la conception des joies de chaussées.

d. L'effet de la neige :

Les ponts ne prennent pas en considération les effets de la neige, mais ils peuvent être présents dans certains cas spécifiques (ouvrage en cours de construction).

I.5.5. Données fonctionnelles :**1-. Données relatives à la voie portée :**

Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée.

a. Le profil en long :

La ligne située sur l'axe de l'ouvrage, qui définit l'élévation du tracé en plan, est appelée le profil en long. Il doit être défini en prenant en considération de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

C'est un pont de 100 m de longueur comportant 05 travées de 20,00 m de portées.

b. Le tracé en plan :

Le tracé en plan correspond à la ligne qui représente la géométrie de l'axe de la voie portée, tracée sur un plan de situation et identifiée par les coordonnées de ses spécificités. Cet axe ne correspond pas nécessairement à l'axe de symétrie de la route.

Le plan de notre ouvrage présente un axe droit et la longueur géométrique de l'ouvrage est de 100 mètres.

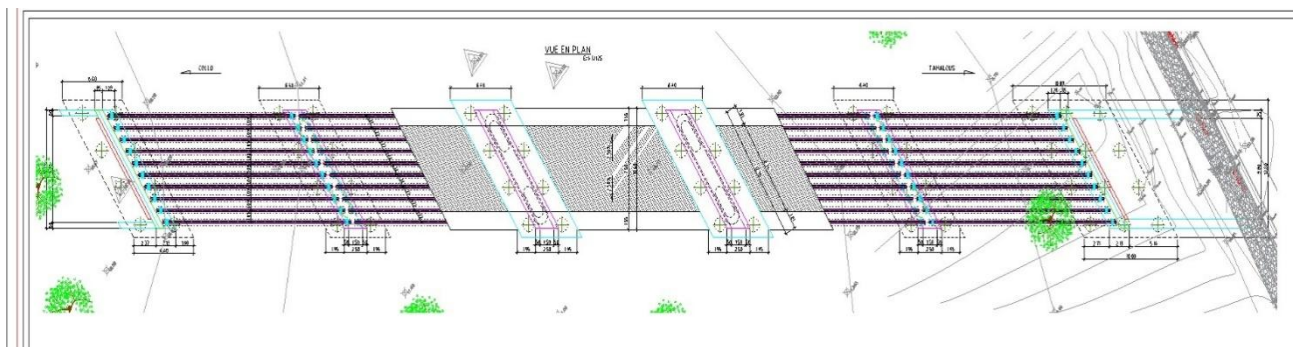


Figure I.2. Vue en plan du viaduc.

C.Profil en travers :

Le tablier supporte une chaussée de 7,50 m et deux trottoirs de 0.9 m et comporte 10 poutres surmontées d'une dalle de répartition de 20 cm d'épaisseur le tout en béton armé.

❖ Largeur chargeable de $3,75 \times 2 = 7,5\text{m}$

❖ Trottoirs (2) = $2 \times 0.9 = 1.8\text{m}$

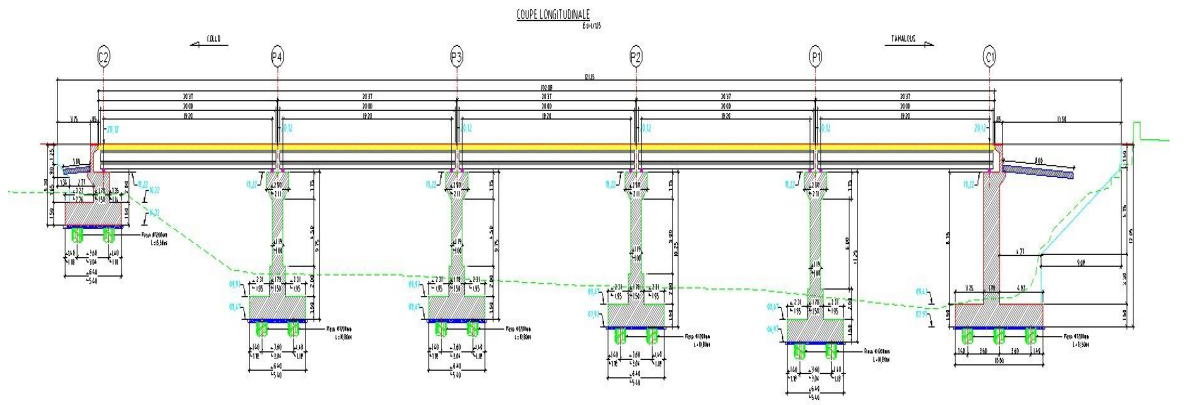


Figure I.3. Coupe longitudinale du pont

I.5.6. L'infrastructure : Les cinq travées sappuient sur deux culées et 4 piles.

- Les culées : Les parties de la rive du viaduc sont utilisées pour supporter le poids du tablier. Les deux (2) culées sont remblayées et sont composées de murs de garde-grave, de murs de front, de murs en retour, d'une dalle de transition et d'un corbeau arrière. Elles reposent sur des bases épaisses (4 pieux de 1,20 m de diamètre) avec une semelle de 1,50m d'épaisseur pour chaque tablier.
- Les piles: sont des éléments de support intermédiaire qui soutiennent chaque tablier de l'ouvrage. Les piles de type P02, P03 et P04 et P05 sont constituées d'un voile plein de 4,5 mètres de long et de 2 mètres d'épaisseur, ainsi qu'un chevêtre de montage. Elles reposent sur des pieux de 1,20 m de diamètre surmontés d'une semelle d'une épaisseur de 1,50m.

APPUIS	C1	P1	P2	P3	P4	C2
HAUTEUR MOYENNE (m)	12.05	11.25	10.25	9.75	9.75	5.30

Tableau- I.2. Les hauteurs respectives des appuis

- Les fondations:

ont été sélectionnées en fonction de la nature des sols et des résultats des essais réalisés :

- Le diamètre recommandé des pieux est de 1,2m pour harmoniser la conception.
- On augmente le pourcentage minimum de ferrailage longitudinal des pieux à 1 % Ab.
- Système de fixation pour fondations profondes :

Il est prévu qu'un débord du périmètre de la semelle soit équivalent au diamètre du pieu par rapport à l'axe du pieu le plus proche.

Afin d'éviter l'effet de groupe dans les pieux d'une même semelle, il est nécessaire d'avoir un entre-pieux minimal de 3,23.

I.7. CONCLUSION :

Selon les informations présentées dans cet ouvrage, et en prenant en compte les avantages et les inconvénients des différents types de ponts à proposer dans notre situation, nous décidons de construire un pont à poutres en béton armé, ce qui permet d'économiser considérablement de la matière.

Chapitre II

Prédimensionnement et Caractéristiques des matériaux de l'ouvrage

II.1.Présentation

La conception et le calcul du pont sont grandement influencés par le choix des matériaux de construction. Nous effectuerons les calculs de notre ouvrage en respectant les règles du BAEL 91. Les caractéristiques des divers matériaux utilisés sont données dans ce chapitre.

II .2. Béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange approprié de ciment, de granulats (sable, gravier) et d'eau. Ce mélange offre une résistance beaucoup plus élevée à la compression que à la traction. La résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours est définie par la valeur f_{c28} . Poids volumique : $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$

✓ Ciments

Les ciments respectent la norme NF EN 197-1 et sont sélectionnés en se basant sur les propriétés chimiques du liquide contenu; ceux qui nécessitent une faible chaleur d'hydratation sont généralement appropriés.

✓ La granulométrie Le module de finesse du sable ne doit pas dépasser 2,5 et le rapport G/S(gravillon/sable) ne doit pas dépasser 2,20.

✓ Il est nécessaire que l'eau de gâchage respecte la norme XP P 18-303. Il est essentiel de maintenir un rapport E/C aussi bas que possible, notamment afin de diminuer les phénomènes de retrait.

✓ Adjuvants

Ces produits sont mélangés avec du béton en faible quantité, soit moins de 5 % de la masse de ciment, lors du processus de malaxage.

✓ Additions

Les fumées de silice ou les fibres, qui sont des produits inertes très fins, contribuent à améliorer les caractéristiques mécaniques des bétons et à améliorer leur perméabilité.

II .3. Résistance à la compression

- Pour les poutres, entretoises , et la dalle :

$$F_{cj} \begin{cases} 30 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28j \\ F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} F & \text{si } j \leq 28j \end{cases}$$

II .4. Résistance à la traction

La résistance caractéristique de traction est associée à la capacité de compression. Selon les règles BAEL, un béton âgé de « j » jours présente la relation suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06F_{cj} \quad (\text{BAEL 83 Art A. 2.1, 12})$$

$$F_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$$

II.5. Contraintes admissibles de compression du béton

$$\diamond \text{ELU:} \quad F_{bu} = \frac{0,85F_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec: coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ dans le cas accidentel.} \\ 1,5 \text{ dans le cas durable} \end{cases}$$

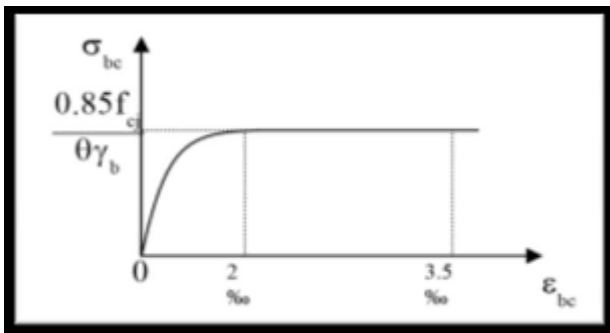


Figure. II. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

II.6. Contrainte de calcul pour L'E.L.S

On calcule la contrainte de compression du béton en utilisant l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 F_{C_{28}}$$

Pour notre projet :

$$\sigma_b = 0,6 \times 30 = 18 \text{MPa}$$

II .7. Module de déformation longitudinale du béton <<E>>

II.7.1. Module de déformation instantanée (courte durée)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{Cj}} \text{MPa}$$

$$E_i = 34179,6 \text{ MPa}$$

II.7.2. Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{Cj}} \text{MPa}$$

$$E_v = 11497 \text{ MPa}$$

II.8. Module de déformations transversales <<G>>

La formule suivante permet de calculer la déformation transversale du béton :

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

ν : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale).

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{zone fissurée (ELU)} \end{cases}$$

II.9. L'acier

Les aciers employés dans les constructions en béton armé.

Les aciers employés sont des aciers couramment utilisés pour le béton armé, tels que les classes feE400 et fe500. Ces aciers ont respectivement une limite élastique de 400 et 500 MPa.

•Nous utiliserons un acier feE400.

•Module d'élasticité longitudinale est $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

✓ **Contrainte limite de traction**

ELU : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

Avec

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle.} \\ 1,15 \text{ pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

-En fissuration peu nuisible : *pas de limitation.*

-En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (, 110 (n) 1/2)$.

-En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (, 90 (n) 1/2)$.

Avec $\eta = 1.6$ le Coefficient de fissuration.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

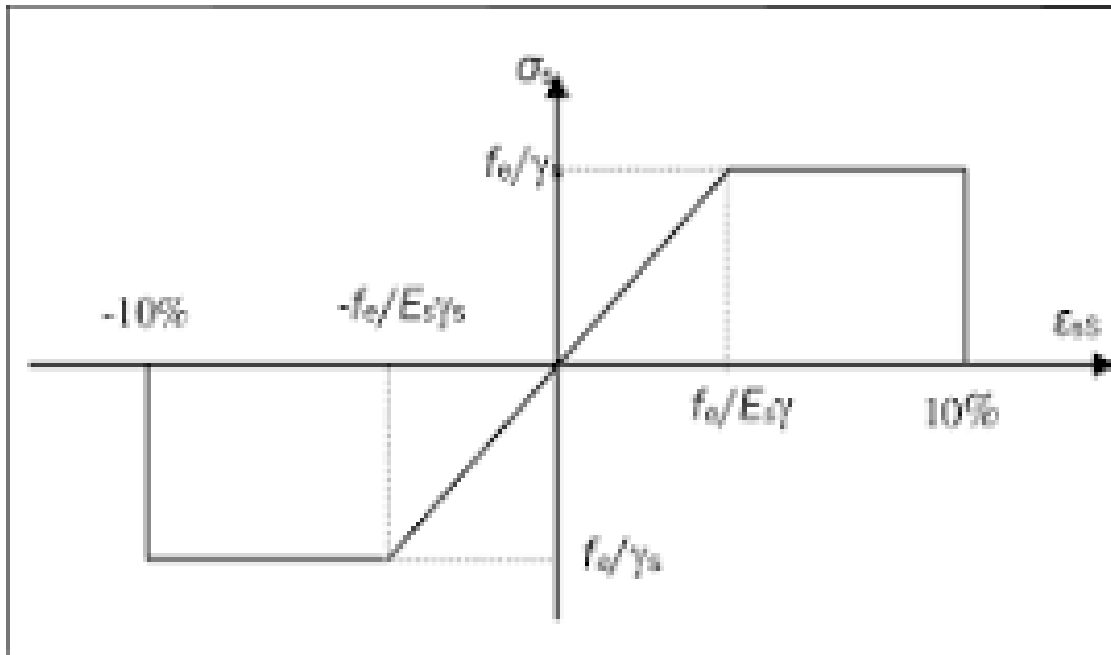


Figure.II-2 : Diagramme contrainte déformation

II.10. Prédimensionnement du tablier

En se basant sur les propriétés de l'ouvrage, comme la portée, il est possible de calculer les dimensions de la section en béton.

II.10.1. largeur du tablier

La largeur du tablier est de 10,30 m.

II.10. 2. longueur des travées

Chacune de ces travées a une longueur de 20 mètres.

II.11. Prédimensionnement des poutres

a) Hauteur de la poutre : Ht

Elle dépend de la portée $L=20\text{m}$ et comprise entre
 $L/17 \leq H_t \leq L/15$ donc nous aurons $1,17 \leq H_t \leq 1,33$

Par conséquent on prend $H_t = H_p + H_d = 1,30\text{m}$

b) La hauteur de la dalle

$h_d = 0,20\text{ m}$.

donc : $H_p = 1.10\text{ m}$

c) Largeur de la poutre

La largeur b_0 de la poutre est comprise entre $1/2$ et $1/5$ de la hauteur de la poutre. Ce qui donne : $h/5 \leq b_0 \leq h/2$

Ainsi la largeur retenue est : $b_0 = 0,35\text{m}$

d) Nombre de poutres et leur écartement

$$N = (l_t / E_p)$$

Avec la largeur du tablier ($l_t = 10,30\text{m}$).

Avec : E = écartement entre poutres

l_t = largeur du tablier

N = nombre de poutres

$1,5 \leq E/P \leq 2,5$ On prend $E/P = 1,03$

$10,30 / 1,03 = 10$ poutre

E) Epaisseur de l'hourdis

Elle est influencée par trois facteurs:

- ❖ Concernant la portée transversale de l'hourdis, en relation avec l'espacement entre les poutres.
- ❖ Il y a des interstices intermédiaires.
- ❖ Utilisation du tablier en transverse (béton armé ou béton précontraint)

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

Donc on adopte **Hd = 20cm**

F) Section des poutres

Les poutres se divisent en deux sections:

- ✓ Rectangulaire aux abouts pour absorber les efforts tranchants qui s'y développent ;

G) Les entretoises

Elles garantissent la distribution des charges entre les poutres et sont également utilisées pour empêcher les poutres de se tordre sur les appuis. La largeur est de 40 cm et sa hauteur est de:

Hentreoise = Ht - bentreoise où H_t est la hauteur de poutre et b est sa largeur

Hentretoise = 1,30-0,4 Hentretoise $\geq 0,90$

Hentretoise = 90cm

II .12. Conclusion:

Le chapitre se concentre sur le Prédimensionnement du tablier et les différents matériaux utilisés pour l'étude et la réalisation de notre projet, tels que le béton, et les armatures. Ces matériaux ont été examinés et exposés, en précisant leurs caractéristiques mécaniques telles que la résistance à la compression et la résistance de traction.

Chapitre III

Estimation des Charges

III.1. Evaluation des charges et surcharges

Les différentes actions sont :

- **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.).
- **Surcharges routières** : du fascicule 61-Titre II : système A, systèmes Bc, charge militaire Mc120 , système Bt et charge exceptionnelle D240.

III.1.1. Charges permanentes :

c'est le poids propre des éléments suivants :

Poutres : $G1 = S.L.\gamma_b.N_p = 1.1 \times 0.35 \times 20 \times 25 \times 10 = 1925 \text{ kN}$.

Entretoises : $G2 = b.H.L.\gamma_b.N_e = 0.6 \times 0.4 \times 10.3 \times 25 \times 2 = 123.6 \text{ kN}$.

Dalle : $G3 = h_d.L_t.\gamma_b.L = 0.20 \times 10.30 \times 25 \times 20 = 1030 \text{ kN}$.

Revêtement : $G4 = h_r.L_r.\gamma_r.L = 0.10 \times 8.5 \times 22 \times 20 = 374 \text{ kN}$.

Trottoirs : $G_{tr} = h_t.L_t.\gamma_b.L.N_t = 0.25 \times 0.9 \times 25 \times 20 \times 2 = 225 \text{ kN}$

Corniches : Le cahier CPC donne une valeur de 2.25 kN/ml de chaque côté pour les corniches, d'où : $G_c = 2.25 \times 20 \times 2 = 90 \text{ kN}$.

$G5 = G_{tr} + G_c = 315 \text{ kN}$.

Garde corps et glissière de sécurité : D'après le cahier C.P.C (cahier des prescriptions communes) donne une valeur de 1 kN/ml de chaque coté, donc $G6 = 1 \times 20 \times 4 = 80 \text{ kN}$.

D'où la charge totale permanente : $G_t = G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 = 4162.6 \text{ kN}$

III.1.2. Charges routières :

- Largeur roulable $L_r = 8.5 \text{ m}$: largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue.

- Largeur chargeable L_c : $L_c = L_r - n.(0.5\text{m}) = 7.5 \text{ m}$ (n : nombre de glissières de sécurité).

- Nombre de voies : $N_v = E(L_c / 3) = 2$ voies.

- Largeur de voie : $v = 3.75 \text{ m}$.

-Classe des ponts : on distingue trois classes de pont :

Classe I : Ponts pour lesquels $L_r \geq 7m$ ou ponts dont L_r peut être $< 7m$, mais désignés par les règlements car il est soumis à une accumulation de poids lourd.

Classe II : Ponts portant des chaussées à deux voies avec $5,5 < L_r < 7m$

Classe III : Ponts portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_r \leq 5,5m$

On a : $L_r = 8 m > 7 m$ donc c'est le cas de la classe I.

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

➤ **Système de Charge A(L) :**

La surcharge A(L) est uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m^2), dégressive et dépend de la largeur surchargée suivant la longueur totale :

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \text{ avec } L = 20 \text{ m on aura : } A(L) = 1355 \text{ kg/m}^2 = 13.55 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient a_1 est déduit à partir du tableau suivant :

Alors : $a_1 = 1$ (pour 1 et 2 voies)

Tableau III.1. Valeurs de a_1

Nombre de voie		1	2	3	4	>5
classes de ponts	1	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	-	-	-
	3	0.9	0.8	-	-	-

$$A_1 = \max (a_1 \cdot A(L) ; 400 - 0,2 L) \text{ (kg/m}^2\text{)} = 13.55 \text{ kN/m}^2$$

Avec $a_2 = v_0 / v$ où v_0 est la largeur de voie des ponts de classe I = 3,5m

$$A = A_1 \cdot a_2 = 12.65 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Pour une voie chargée:** $q_A = 12.65 \times 3.75 = 47.4 \text{ kN/m}$

✓ **Pour deux voies chargées :** $q_A = 12.65 \times 3.75 \times 2 = 94.85 \text{ kN/m}$

➤ **Système Bc :**

on considère le système Bc c'est un camion qui comporte 03 essieux de poids total égale à 30t. dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées les valeurs des charges Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Tableau III.2. Valeurs du coefficient bc

Nombre de voie chargée					
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	-	-	-

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

$$\delta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / (1 + 4(G/S))$$

Avec :

L : la longueur de travée = 20 m

G : poids total des charges permanentes = 4162.6 kN

S: surcharge Bc (S=Bcxbc)

Pour deux voies : bc=1,10 ; Bc=4x300=1200 kN on a : S=Bcxbc alors S=1320 kN

d'où : $\delta = 1.11$

La figure suivante schématise le système Bc longitudinalement, transversalement et en plan, les longueurs sont exprimées en mètre et masses en tonnes.

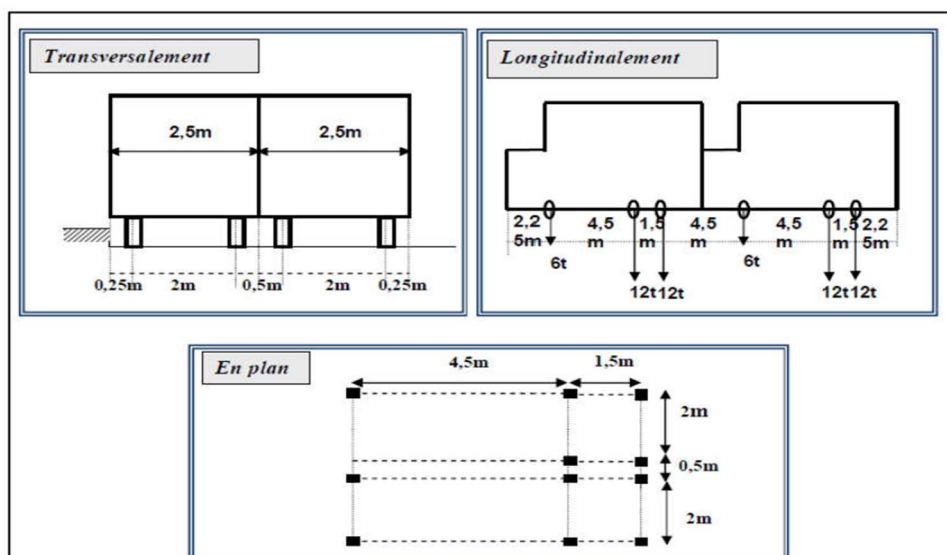


Figure III.1. Disposition du système ‘Bc ‘

➤ **Surcharge Militaire Mc120 :**

On considère le système Mc120. Dans le sens transversal on ne dispose qu'un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée. Le nombre de convois dans le sens longitudinal est illimité, mais il faut que la distance entre nu soit ≥ 30.5 m.

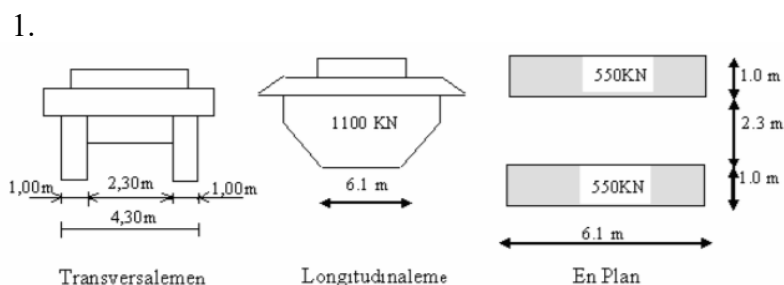


Figure III.2. Disposition du système ‘‘Mc120 ‘‘

Sa masse totale $S = 1100$ kN. Alors $\delta_{Mc120} = 1.12$.

➤ **Convoi exceptionnel D240:**

ce système a un poids de 2400 kN répartie sur un rectangle de dimensions : 18.6m x 3.2 m. Pas de majoration dynamique.

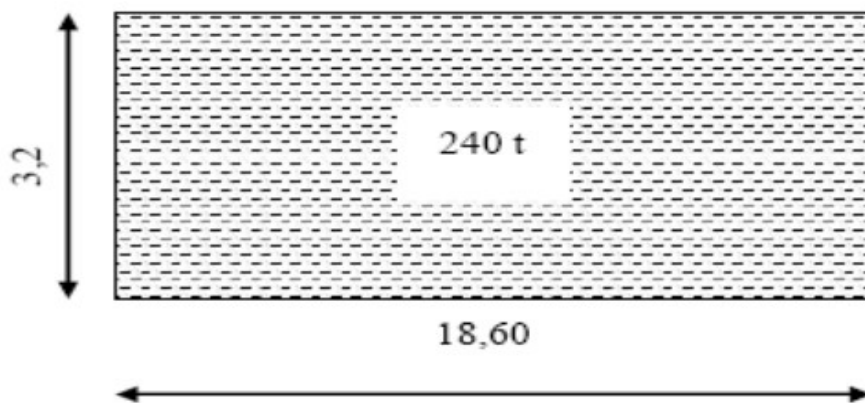


Fig III-3 : Disposition de D240 en plan

➤ **Système de surcharge Bt**

C'est le groupe de deux essieux connus sous le nom d'essieux « tandems ». Bt est multiplié par un facteur bt qui varie en fonction de la classe du pont :

Pour les ponts de classe 1, $Bt = 1$.

Un essieu tandem a un poids de 32t.

Alors $B_t = 2 \times 32$ **$B_t = 64t$**

Et comme $S = B_t \times b_t$ alors **$S = 64t$**

Le coefficient de majoration dynamique sera de : d'où Tapez une équation ici.

$\delta = 1,10$

Nombre de tandem	B_t	Δb_t	Charge par Essieu (t)
1	1	1,10	$16 \times 1,10 \times 1 = 17,6$
2	1	1,10	$16 \times 1,10 \times 2 = 35,2$

Tableau III-3. Charge (b_t) par essieu

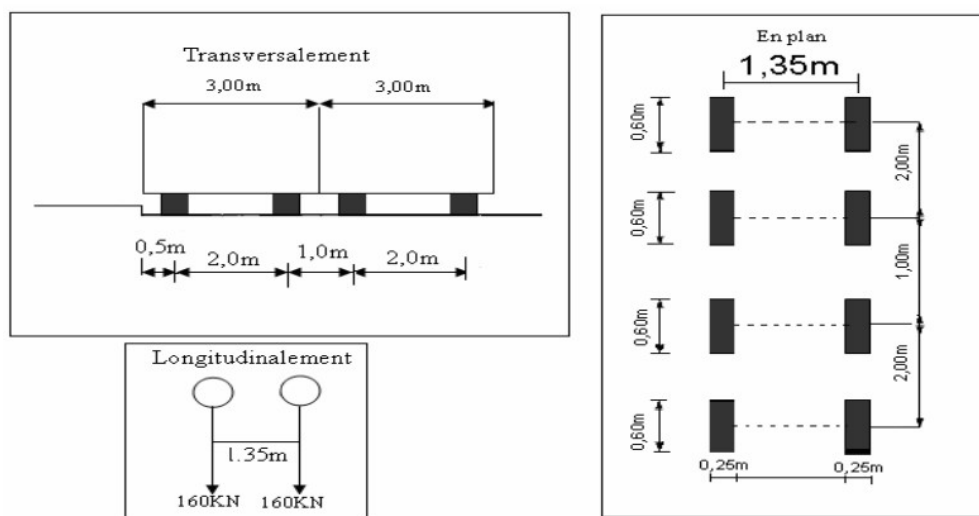


Figure III-4: Les dimensions du système Bt

➤ **Système de surcharge Br**

Ce dispositif est constitué d'une roue isolée qui transmet un poids de 10 tonnes à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,3m x 0,6m. Il est possible de positionner cette surface n'importe où sur la largeur afin d'obtenir le meilleur résultat.

Le coefficient de majoration dynamique δ_{br} est donc calculé.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\left(\frac{G}{S}\right)} \text{ avec } S_{br}=10t \text{ Donc } \delta_{br} = 1,10$$

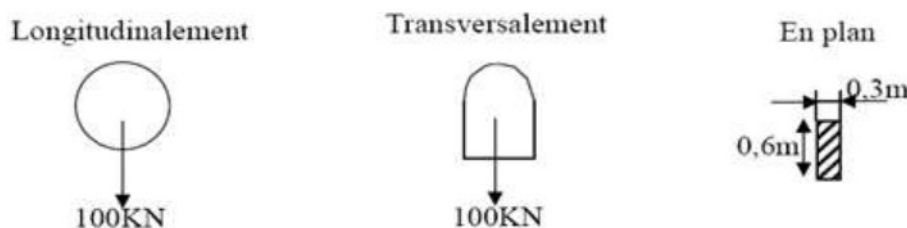


Figure III-5: Disposition du système Br

➤ **Surcharge sur trottoirs (St) :**

Pour la justification des poutres. On considère sur le trottoir une charge uniforme de 1.5 kN/m²

➤ **Efforts de Freinage**

En général, ils sont employés pour justifier les piles, les culés et les appareils d'appui. Les systèmes A(L) et Bc peuvent entraîner des réactions de freinage lorsque les charges sont exercées à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de la circulation.

❖ **effort de freinage dus à : A(L)**

$$HF((I)) = \frac{QA(L)}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec : $QA(L) = SA(I).l$

S = surface chargée et

$$S = 20 \times 2 \times 3,75$$

$$S = 150m^2$$

Alors $QA(L) = qA(L) \times L = 20 \times 9,485$

$$QA(L) = 189,62t$$

$$HF((I)) = \frac{189,62}{20 + 0,0035 \times 150} = 7,509$$

$$HF((I)) = 7,509t$$

III.4.2. Effort de freinage du à la surcharge ‘Bc’

Chaque camion Bc a la capacité de produire un effort de freinage équivalent à son poids propre, il est important de souligner qu'un seul camion est censé freiner.

Soit HF_{Bc} égal à 30t.

Note :

- Il est important de ne pas augmenter cet effort de freinage en raison de son effet dynamique ;
- Les coefficients bc ne sont pas applicables à cet effort.

Chapitre IV

Modélisation et étude de la poutre

IV.1.INTRODUCTION :

Pour l'étude des éléments de la structure, il est nécessaire de trouver les sollicitations dues aux actions appliquées, cette étape se fait analytiquement ou numériquement. Dans ce travail on se base sur un calcul numérique par le logiciel Csi_Bridge.

IV.2. MODELISATION :

CSI_BRIDGE, est un logiciel qui calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

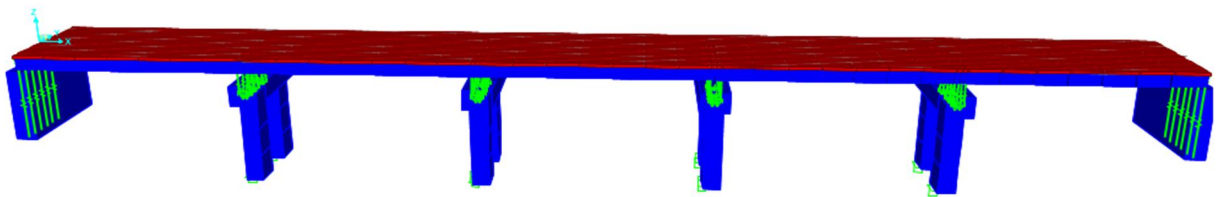


Figure IV.1 : Vue en 3D de modèle du pont sur CSi Bridge.

IV.3. ETAPES ESSENTIELLES DE LA MODELISATION :

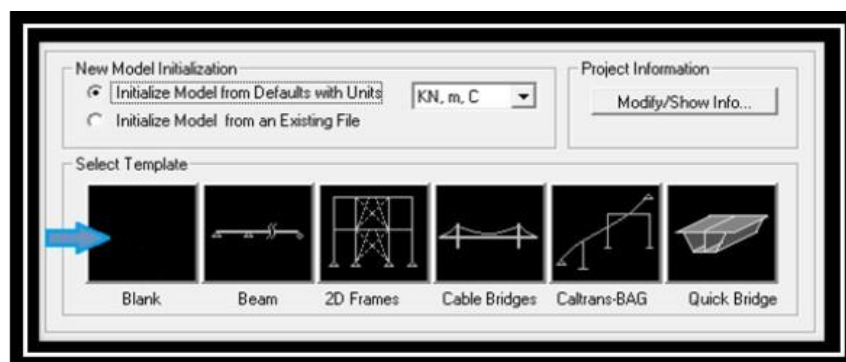
Dans la phase de modélisation d'un pont il y a une série logique à suivre, qui commence par l'introduction des données (géométrie de l'ouvrage, caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux), et se termine par la sortie des résultats sous forme de courbes ou tableaux.

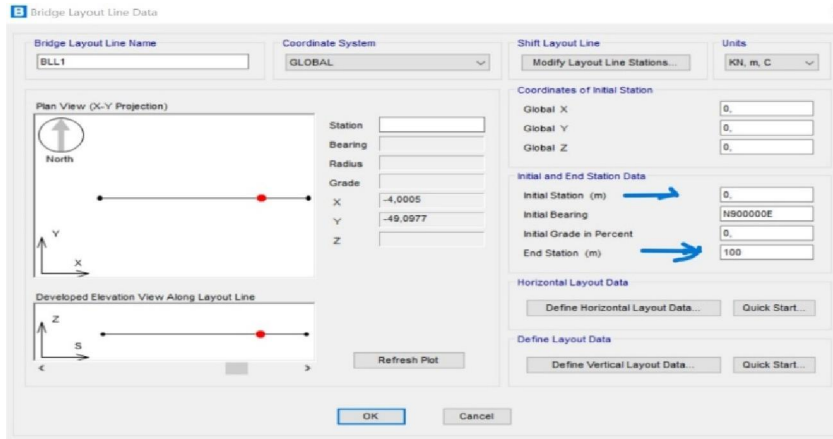
La première étape consiste à définir la structure à modéliser et choisir les unités ; (kN, m) comme unités de base pour les forces et déplacement.

La géométrie :

- Sélectionnez **New model** dans le menu **File**.
- Cordonnées et caractéristiques de l'axe du pont :

On utilise le **{Bridge wizard}** : on clique sur la commande layout line :

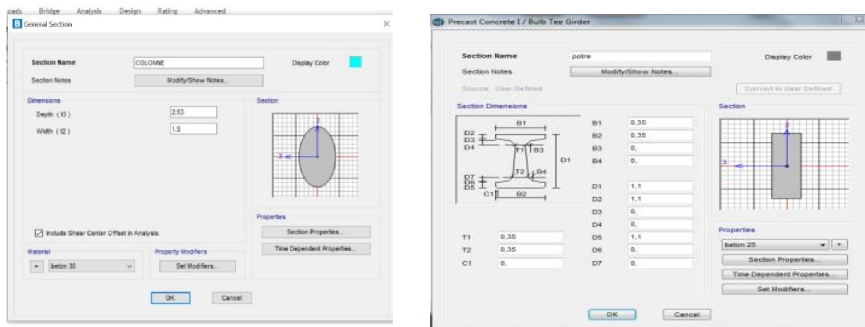




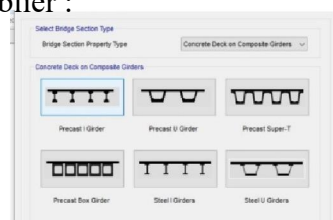
1. Définition des matériaux : dans cette étape nous définissons les caractéristiques du béton.



2. Détermination des éléments structuraux :

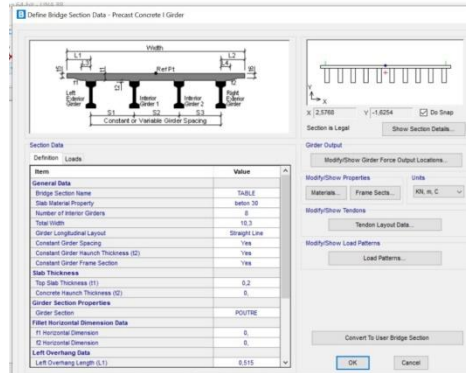


3. Définition du tablier :

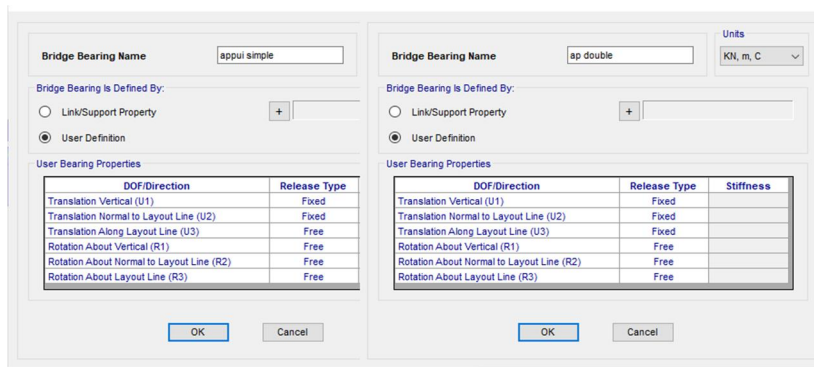


4. Définition des caractéristiques du tablier :

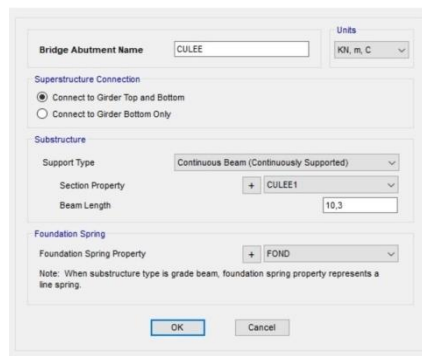
Dans cette fenêtre nous définissons les caractéristiques de la section du tablier, espacement, entre axe des poutres, nombre des poutres et l'épaisseur de la dalle...



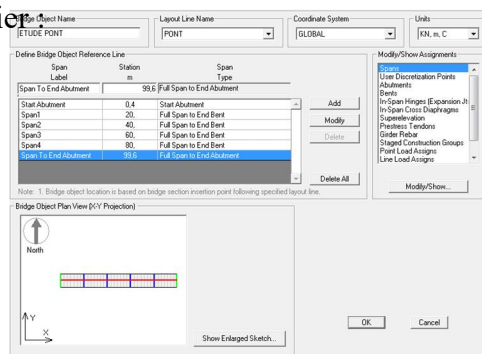
5. Définition des appuis:



6. Définition de la fondation et la culée :



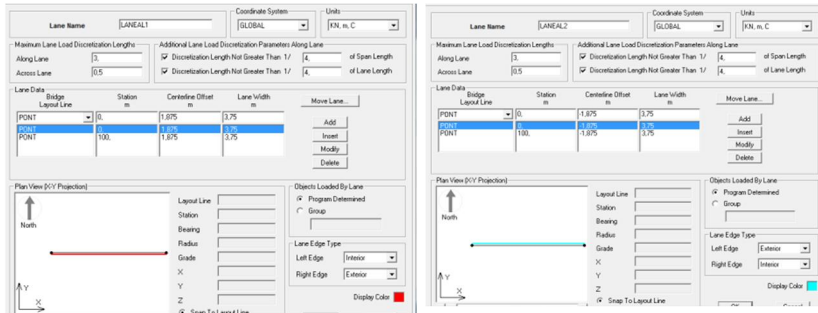
7. Dessin du tablier



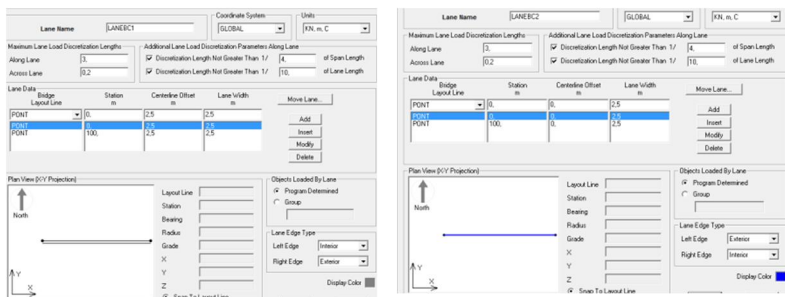
8. Détermination des voies occupées par les charges :

La création des voies pour les systèmes de chargement se fait à partir de la commande {Lanes} :

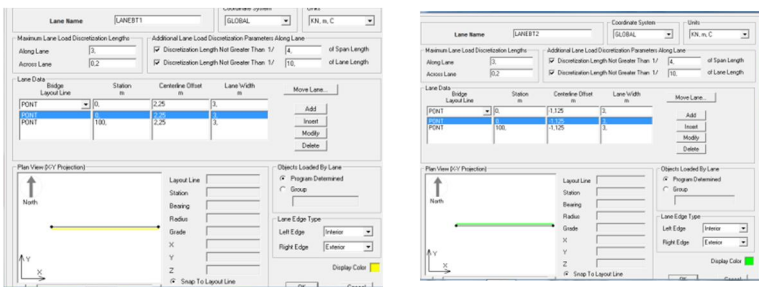
- Pour la charge A(1) :



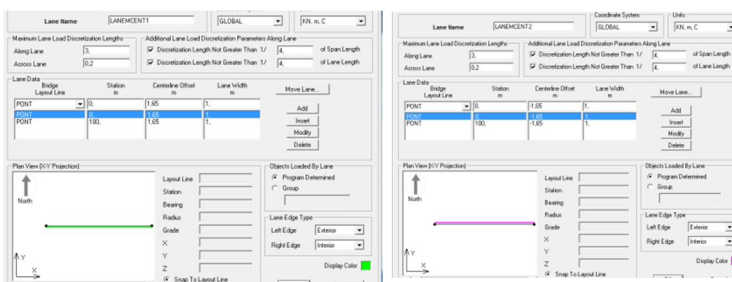
- Pour la charge Bc :



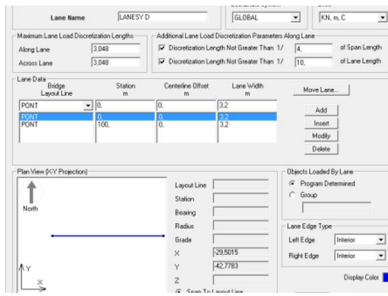
- Pour la charge Bt :



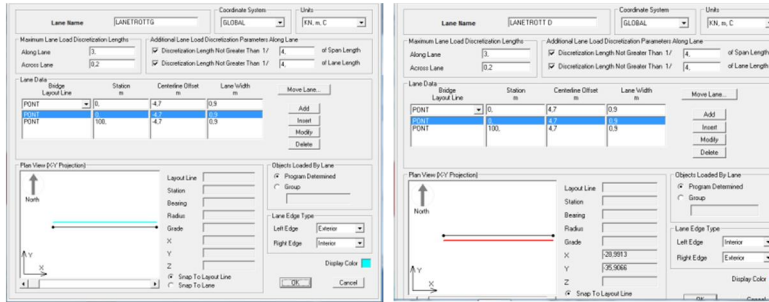
- Pour la charge Mc120 :



➤ Pour la charge D240:



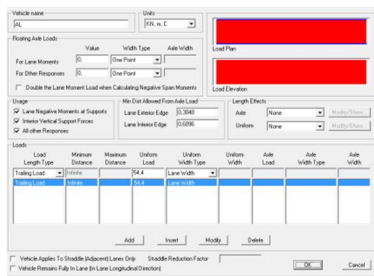
➤ Pour la charge sur trottoir :



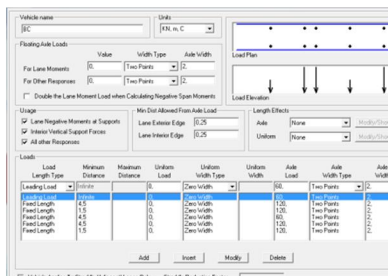
9. Définition des charges (exemple) :

➤ Les surcharges mobiles :

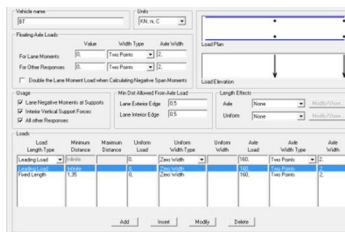
- système de charge A(l) :



- système de charge Bc :



- système de charge Bt :



- système de charge Mc120 :

The screenshot shows a software window for defining a vehicle load system. The 'Vehicle name' is 'MC120' and the 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Floating Axle Loads' section includes 'Value', 'Width Type', and 'Axle Width'. The 'Load Plan' shows two red bars representing the load distribution. The 'Load Direction' is set to 'None'. The 'Stage' section includes 'Mid-Cut Allowed From Axle Load', 'Lane Negative Moments at Supports', 'Ignore Vertical Support Forces', and 'All other Responses'. The 'Length Effects' section includes 'Lane Exterior Edge', 'Lane Interior Edge', 'Axle', and 'Uniform'. The 'Loads' table has columns for 'Load Length Type', 'Minimum Distance', 'Maximum Distance', 'Uniform Load', 'Uniform Width Type', 'Uniform Width', 'Axle Load', 'Axle Width Type', and 'Axle Width'. The 'Trailing Load' is set to '0.0' and the 'Lead Load' is set to '0.0'. The 'Fixed Length' is '0.0' and the 'Fixed Width' is '0.0'. The 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete' buttons are visible at the bottom.

- système de charge D240 :

The screenshot shows a software window for defining a vehicle load system. The 'Vehicle name' is 'D240' and the 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Floating Axle Loads' section includes 'Value', 'Width Type', and 'Axle Width'. The 'Load Plan' shows two red bars representing the load distribution. The 'Load Direction' is set to 'None'. The 'Stage' section includes 'Mid-Cut Allowed From Axle Load', 'Lane Negative Moments at Supports', 'Ignore Vertical Support Forces', and 'All other Responses'. The 'Length Effects' section includes 'Lane Exterior Edge', 'Lane Interior Edge', 'Axle', and 'Uniform'. The 'Loads' table has columns for 'Load Length Type', 'Minimum Distance', 'Maximum Distance', 'Uniform Load', 'Uniform Width Type', 'Uniform Width', 'Axle Load', 'Axle Width Type', and 'Axle Width'. The 'Trailing Load' is set to '0.0' and the 'Lead Load' is set to '0.0'. The 'Fixed Length' is '0.0' and the 'Fixed Width' is '0.0'. The 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete' buttons are visible at the bottom.

- surcharge sur trottoir :

The screenshot shows a software window for defining a sidewalk load system. The 'Vehicle name' is 'D240' and the 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Floating Axle Loads' section includes 'Value', 'Width Type', and 'Axle Width'. The 'Load Plan' shows two red bars representing the load distribution. The 'Load Direction' is set to 'None'. The 'Stage' section includes 'Mid-Cut Allowed From Axle Load', 'Lane Negative Moments at Supports', 'Ignore Vertical Support Forces', and 'All other Responses'. The 'Length Effects' section includes 'Lane Exterior Edge', 'Lane Interior Edge', 'Axle', and 'Uniform'. The 'Loads' table has columns for 'Load Length Type', 'Minimum Distance', 'Maximum Distance', 'Uniform Load', 'Uniform Width Type', 'Uniform Width', 'Axle Load', 'Axle Width Type', and 'Axle Width'. The 'Trailing Load' is set to '0.0' and the 'Lead Load' is set to '0.0'. The 'Fixed Length' is '0.0' and the 'Fixed Width' is '0.0'. The 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete' buttons are visible at the bottom.

➤ Les surcharges statiques :

- Corniches :

The screenshot shows a dialog box for defining a static load. The 'Load Name' is 'CORGAUCHE' and the 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Load Direction' section includes 'Load Type' (Force), 'Coordinate System' (GLOBAL), and 'Direction' (Gravity). The 'Load Value' section includes 'Value' (2.25). The 'Load Transverse Location' section includes 'Reference Location' (Left Edge of Deck) and 'Load Distance from Reference Location' (0). The 'Load Vertical Location' section includes 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom.

The screenshot shows a dialog box for defining a static load. The 'Load Name' is 'CORDROIT' and the 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Load Direction' section includes 'Load Type' (Force), 'Coordinate System' (GLOBAL), and 'Direction' (Gravity). The 'Load Value' section includes 'Value' (2.25). The 'Load Transverse Location' section includes 'Reference Location' (Right Edge of Deck) and 'Load Distance from Reference Location' (0). The 'Load Vertical Location' section includes 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom.

- Gardes corps :

Load Name: GC DROIT Units: KN, m, C

Load Direction:
 Load Type: Force
 Coordinate System: GLOBAL
 Direction: Gravity

Load Value:
 Value: 1

Load Transverse Location:
 Reference Location: Right Edge of Deck
 Load Distance from Reference Location: 0

Load Vertical Location:
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Load Name: GC GAUCHE Units: KN, m, C

Load Direction:
 Load Type: Force
 Coordinate System: GLOBAL
 Direction: Gravity

Load Value:
 Value: 1

Load Transverse Location:
 Reference Location: Left Edge of Deck
 Load Distance from Reference Location: 0

Load Vertical Location:
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

- Glissières de sécurité :

Load Name: GS DROIT Units: KN, m, C

Load Direction:
 Load Type: Force
 Coordinate System: GLOBAL
 Direction: Gravity

Load Value:
 Value: 1

Load Transverse Location:
 Reference Location: Right Edge of Deck
 Load Distance from Reference Location: 0,9

Load Vertical Location:
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Load Name: GS GAUCHE Units: KN, m, C

Load Direction:
 Load Type: Force
 Coordinate System: GLOBAL
 Direction: Gravity

Load Value:
 Value: 1

Load Transverse Location:
 Reference Location: Left Edge of Deck
 Load Distance from Reference Location: 0,9

Load Vertical Location:
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

- Charge du trottoir :

Load Name: TROTT G Units: KN, m, C

Load Direction:
 Load Type: Force
 Coordinate System: GLOBAL
 Direction: Gravity

Load Value:
 Left Edge Value: 6,25
 Right Edge Value: 6,25

Load Transverse Location:
 Left Reference Location: Left Edge of Deck
 Left Load Distance from Left Ref. Location: 0
 Right Reference Location: Left Edge of Deck
 Right Load Distance from Right Ref. Location: 0,9

Load Vertical Location:
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Load Name: TROTT D Units: KN, m, C

Load Direction:
 Load Type: Force
 Coordinate System: GLOBAL
 Direction: Gravity

Load Value:
 Left Edge Value: 6,25
 Right Edge Value: 6,25

Load Transverse Location:
 Left Reference Location: Right Edge of Deck
 Left Load Distance from Left Ref. Location: 0,9
 Right Reference Location: Right Edge of Deck
 Right Load Distance from Right Ref. Location: 0

Load Vertical Location:
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

- Charge du revêtement :

10. Affectation des charges :

Load Pattern	Load Distribution	Start Station (m)	End Station (m)	Transverse Variation
GC GAUCHE	GC GAUCHE	0	100	None
GC DROIT	GC DROIT	0	100	None
CORN	CORGAUCHE	0	100	None
CORN	CORSDROIT	0	100	None
GS	GS DROIT	0	100	None
GS	GS GAUCHE	0	100	None

Load Pattern	Load Distribution	Start Station (m)	End Station (m)	Left Edge Variation	Right Edge Variation
TROT	TROT G	0	100	None	None
TROT	TROT D	0	100	None	None

11. Les cas de charges :

Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
MODAL	Modal
GC	Linear Static
REV	Linear Static
TROTT	Linear Static
CASEAL	Moving Load
CASEB	Moving Load
CASETROT	Moving Load
CORN	Linear Static
GS	Linear Static
CASEM	Moving Load
CASE D	Moving Load
CASE BT	Moving Load

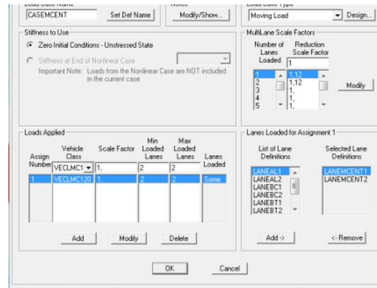
- Cas de charge A(1) :

- Cas de charge Bc :

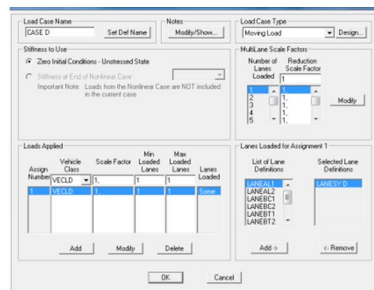
- Cas de charge Bt :



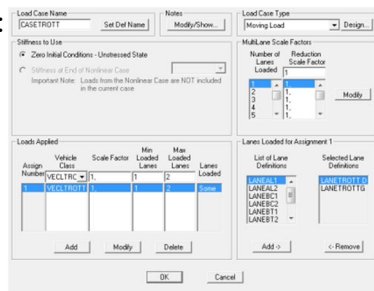
- Cas de charge Mc120 :



- Cas de charge D240 :



- cas de charge trottoir :



12. Combinaisons d'action :

Création des combinaisons d'action aux Etats Limites Ultimes et aux Etats Limites de Service :

❖ *A l'état limite ultime (ELU)* : la combinaison entre différentes actions s'écrit :

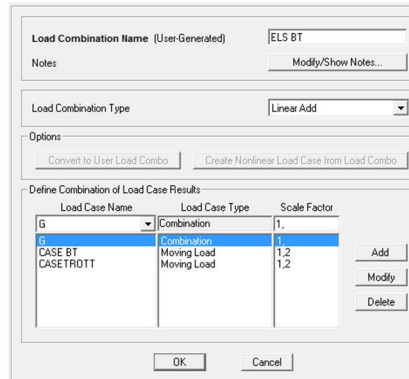
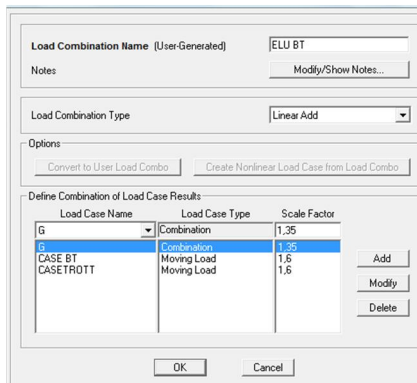
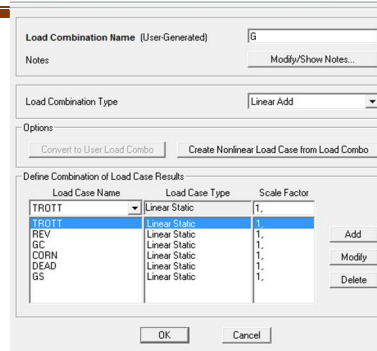
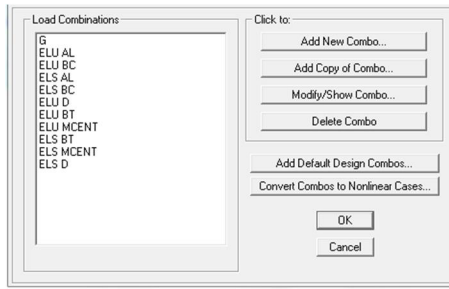
(1) $1,35G+1,6(A+St)$; (2) $1,35G+1,6(Bc+St)$; (3) $1,35G+1,6(Bt+St)$

(4) $1,35G+1,35Mc120$; (5) $1,35G+1,35D240$

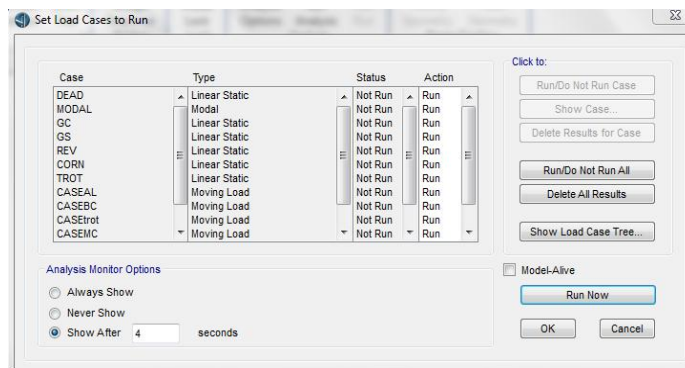
❖ *A l'état limite de service (ELS)* : la combinaison entre différentes actions s'écrit:

(1) $G+1,2(A+St)$; (2) $G+1,2(Bc+St)$; (3) $G+1,2(Bt+St)$

(4) $G+Mc120$; (5) $G+D240$



13. Exécution de l'analyse du pont et résultats (Run):



14. Les résultats :

Les valeurs maximales des moments fléchissant en travée et les efforts tranchants sur appuis pour les différentes poutres, sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Tableau récapitulatif des moments fléchissant dans les poutres.

Combi naisons		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5	Poutre6	Poutre7	Poutre8	Poutre9	Poutre10
(1)	ELU	1884.9	1913	1949	1984.2	2003.7	2003.7	1984.2	1949	1913	1884.9
	ELS	1402.7	1424.1	1451.4	1477.9	1492.6	1492.6	1477.9	1451.4	1424.1	1402.7
(2)	ELU	1502.8	1517.6	1559.4	1657.3	1738.2	1820.2	1900	1852.3	1881.6	1841.4
	ELS	1116.1	1127.6	1159.2	1232.6	1293.4	1355	1414.7	1378.8	1400.5	1370
(3)	ELU	1495.3	1525.3	1612.2	1655.2	1702.9	1739.3	1737.2	1710.3	1710.7	1655.8
	ELS	1110.5	1133.3	1198.7	1231.1	1267	1294.3	1292.7	1272.3	1272.3	1230.8
(4)	ELU	1642.5	1707.9	1824.8	1925.1	1906.1	1906.1	1925.1	1824.8	1707.9	1642.5
	ELS	1216.7	1265.1	1351.7	1426	1411.9	1411.9	1426	1351.7	1265.1	1216.7
(5)	ELU	1754.4	1816.7	1913.2	2047.3	2139.8	2139.8	2047.3	1913.2	1816.7	1754.4
	ELS	1299.6	1345.7	1417.2	1516.5	1585	1585	1516.5	1417.2	1345.7	1299.6

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des efforts tranchant dans les poutres.

Combinaisons	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5	Poutre6	Poutre7	Poutre8	Poutre9	Poutre10
(1)	393.2	391	418.2	435.3	442.1	442.1	435.3	418.2	391	393.2
(2)	322.6	269.6	278.2	355.8	407.7	465.3	516.3	436.4	448.5	428.4
(3)	334.5	291	335.2	353.1	371.7	387	379.5	362.9	375.1	371.4
(4)	319.7	315.6	401.7	494.1	412.7	412.7	494.1	401.7	315.6	319.7
(5)	307.9	293	363.2	489.4	585.6	585.6	489.4	363.2	293	307.9

IV.4. ETUDE DE LA POUTRE

La poutre avec la dalle travaille comme une section en T, elle se calcule à la flexion simple en respectant les limites du règlement BAEL 99.

On va étudier la poutre la plus sollicitée, qui sont les poutres 5 et 6.

Tableau V.3. Les moments fléchissant et l'effort tranchant dans la poutre.

	ELU	ELS
Moment (kN.m)	2139.8	1585
Effort tranchant kN	585.6	

1. Calcul des armatures à l'ELU de résistance :

$b=103$ cm ; $b_o = 35$ cm ; $h = 130$ cm ; $h_o=20$ cm ; $d= 127$ cm avec $c = 3$ cm

➤ *En travée :*

✓ **Armature longitudinale :**

En considérant tout d'abord le cas limite où l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table : $y = h_o$ soit : $\alpha_o = h_o/d = 0.157$

$$0 \leq \alpha_o \leq 0.166 \quad \mu_o = \frac{5\alpha_o^2(4-12\alpha_o+3\alpha_o^2)}{4(1-\alpha_o)^2} = 0.095$$

Puis on calcule le moment capable de la table : $M_T = \mu_o \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 2683$ kN.m

$M_u = 2139.8$ kN.m

$M_u \leq M_T$: l'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fait comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table **b** et de hauteur **h**.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2139.8 \times 10^3}{103 \times (127)^2 \times 17} = 0.076 < \mu_1 = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,099$$

D'après le tableau : $\beta_u = f(\mu) \longrightarrow \beta_u = 0,0797$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 50.93 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA32+4HA25 = 51.81 cm²

2. Condition de non fragilité :

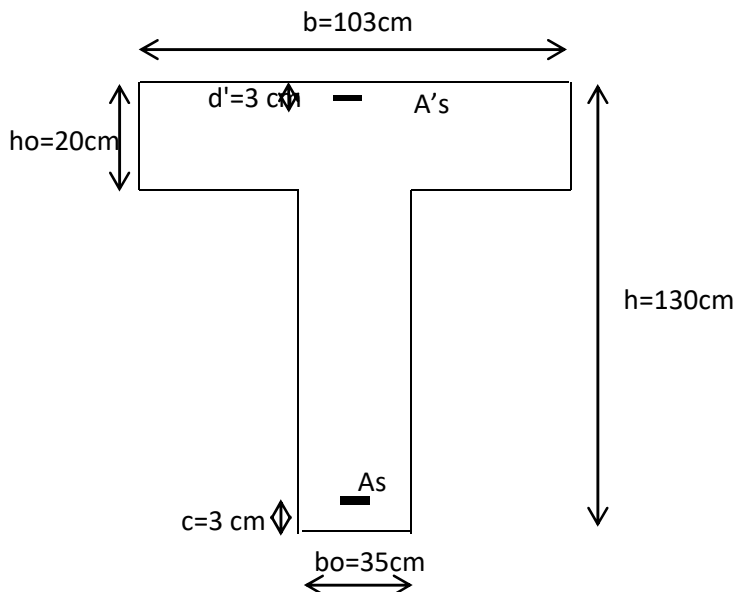
$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 18.05 \text{ cm}^2$$

$A_s = 51.81 \text{ cm}^2 > A_{min}$ C.V

3. Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre de la section homogène

L'équation à résoudre est :



$$bo \cdot y^2 + [2(b - bo) ho + 30(As+A's)]y - [(b - bo) ho^2 + 30(d \cdot As + d' \cdot A's)] = 0$$

$$35y^2 + [2(68) 20 + 30(51.81)]y - [(68) 20^2 + 30(127 \times 51.81)] = 0$$

$$35y^2 + 4274.3y - 224596.1 = 0$$

$y = 39.66 \text{ cm}$

et le moment d'inertie:

$$I = bo \cdot y^3 / 3 + (b - bo)ho^3 / 12 + (b - bo)ho(y - ho/2)^2 + 15[As (d - y)^2 + A's(y - d')^2]$$

$$I = 35 \times 39.66^3 / 3 + (68)20^3 / 12 + (68)20(29.66)^2 + 15[51.81 (127 - 39.66)^2]$$

$I = 7897849 \text{ cm}^4$

$M_{ser} = 1585$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($x = y$) : $\sigma_{bc} = M_{ser}y / I = 7.96 \text{ MPa}$

- Contrainte maximale dans l'acier tendu ($x = d - y$) : $\sigma_s = n \cdot M_{ser} (d - y) / I = 262.9 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa}$ CV

La fissuration est préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2f_e/3 ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ avec : $\eta = 1.6$

$f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_s = 215.6 \text{ MPa}$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (C.N.V.)

La vérification à l'E.L.S. n'est pas assurée, il faut redimensionner la section à l'E.L.S. on effectue le redimensionnement comme pour une section rectangulaire.

On recalcule la section d'aciers tendus A_s , en admettant que ces armatures travaillent au max., c'est-à-dire à $\bar{\sigma}_s$;

On calcule : $u = \frac{30M_{ser}}{b.d^2. \bar{\sigma}_s} = 0.133$; $\lambda = 1 + u = 1.133$ puis : $\cos\varphi = \lambda^{-3/2}$

d'où : $\varphi = 34^\circ$. On obtient : $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda}.\cos(240^\circ + \varphi/3) = 0.32$

Et on calcule : $\sigma_{bc} = \frac{\alpha\bar{\sigma}_s}{(1-\alpha)n} = 6.76 \text{ MPa}$ On vérifie que : $\sigma_{bc} \leq 18 \text{ MPa}$ (CV)

Puis on obtient :

$A_{Linf} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)}.b.d = 65.66 \text{ cm}^2$ On adopte : **6HA32+4HA25 = 67.89 cm²**

Armatures de montage : **4HA16 = 8.04 cm²**

4. Pourcentage d'armature maximale: $A_s/A_b = 0.015 \leq 0.04$ (CV)

5. Armatures de peau :

Les poutres de grande hauteur doivent comporter des armatures de peau pour éviter une fissuration excessive des âmes. La section minimale est de 3 cm²/ml de paroi.

$A_{s\text{peau}} = 3 \times 130 / 100 = 3.9 \text{ cm}^2$ on adopte : **2HA16 = 4.02 cm²** de chaque coté de la poutre.

6. Vérification de la flèche :

➤ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0.065 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10.M_0} \longrightarrow 0.065 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{CNV}$

➤ $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **L = 20 m ≤ 8m** CNV

Donc la vérification de la flèche est nécessaire $f \leq \bar{f}$

$f = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI}$ OÙ :

I_o : moment d'inertie de la section totale rendue homogène ;

M_{ser} : moment de service maximal dans la travée ;

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11497 \text{ MPa}$

$$I = b \cdot h^3 / 12 + 15 A_s (h/2 - c)^2 = 22772121 \text{ cm}^4$$

$$\bar{f} = 0.5 \text{ cm} + (L / 1000) \quad L > 5 \text{ m}$$

$$f = 2.4 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2.5 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

7. Vérification de l'effort tranchant :

a- vérification du cisaillement du béton : $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} < \bar{\tau}_u$

fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4) = \min(3 ; 4) = 3 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{58 \cdot 56 \cdot 10}{35 \times 127} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

b- vérification des zones d'application des efforts :

- Appui de rive :

* vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 67.89 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u + H_u}{f_e / \gamma_s} = 16.83 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

T_u : effort tranchant sur appui.

$H_u = 0$: effort horizontal transmis par l'appui.

c- Armatures transversales :

$$\rho_t \geq \max(\rho_{to} = \frac{\tau_u}{0.9 (\sin \alpha + \cos \alpha) f_e / \gamma_s} = 1.92 \% ; \rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max \{ \tau_u / 2 ; 0.4 \text{ MPa} \} = 1.65 \%) = 1.92 \%$$

Avec :

$$\tau_o = 0.3 f_{tj}^* \cdot k = 0.72 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ$$

$$f_{tj}^* = \min \{ f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.4 \text{ MPa} ; k = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$\rho_t = A_t / (b_o S_t)$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{3} ; \frac{b_o}{5} ; \frac{b_o}{10} ; \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{1300}{35} ; \frac{350}{10} ; 32 \right\} \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

Le lit d'armatures longitudinales comporte 4 barres donc les armatures transversales de 4 brins. On fixe A_t et on déduit S_t :

$$S_t = A_t / (b_o \rho_t) = 4 \pi \phi_t^2 / (4 \cdot 350 \cdot 1.92 \cdot 10^{-3})$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow S_t = 16.8 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow S_t = 29.9 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow S_t = 46.7 \text{ cm} > S_{t\max} = 40 \text{ cm}$$

On adopte donc : **2 cadres de : $\phi_t = 8 \text{ mm}$**

Répartition des armatures selon Caquot : Si on prend : $S_{to} = 20 \text{ cm} \leq 29.9 \text{ cm}$: l'espacement des armatures à l'appui ; le premier cadre est placé à ($0.5 S_{to} = 10 \text{ cm}$) du nu de l'appui ; puis pour l'espacement des cadres suivants, on adopte la suite des nombres (à partir de la valeur de S_{to}) (7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 35 – 40) cm.

Chaque espacement étant répété **n** fois :

n=10 : nombre entier de mètres (en excès) dans la demi-travée de la poutre.

L'espacement dans la demi poutre de nu d'appui jusqu'à $L/2 = 10 \text{ m}$:

$$10 \text{ cm} + 10 * (20 \text{ cm}) + 10 * (25 \text{ cm}) + 12 * (35 \text{ cm}) + 3 * (40 \text{ cm}) = 1000 \text{ cm}.$$

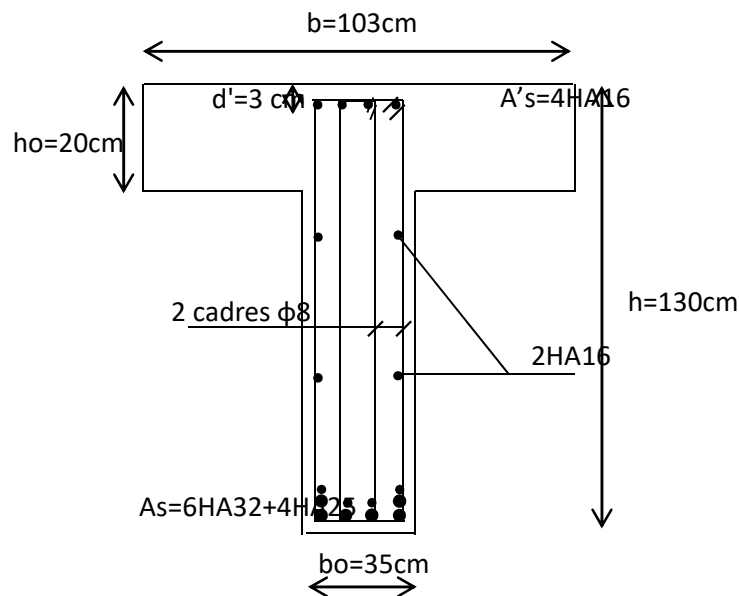


Figure IV.2. Ferrailage de la poutre.

IV.5. CONCLUSION

D'après les résultats obtenus par la modélisation, on a noté que la poutre la plus sollicitée est la poutre numéro 5 et 6 sous la combinaison qui contient le système de charge D240. Par ailleurs on a ferrillé la poutre toute en respectant le règlement BAEL 99. Par raison de simplification on adopte le même dimensionnement pour le reste des poutres.

Chapitre V

Etude de l'hourdis

V.1. INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couverture est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En supposant que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

V.2. ETUDE DE L'HOURLDIS (FLEXION LOCALE):

V.2.1. Sollicitations dues à la charge permanente :

Dans cette étude on ne considère que le platelage à un ensemble de panneaux rectangulaire de dimensions L_x et L_y ($L_x < L_y$). Dans le sens L_y ces panneaux sont libres et dans le sens L_x sont portés par les poutres principales.

$$l_x = 103 - 35 = 68 \text{ cm soit } 0,68 \text{ m}$$

$$l_y = 20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,034 < 0,4 \text{ Alors la dalle se porte dans un seul sens.}$$

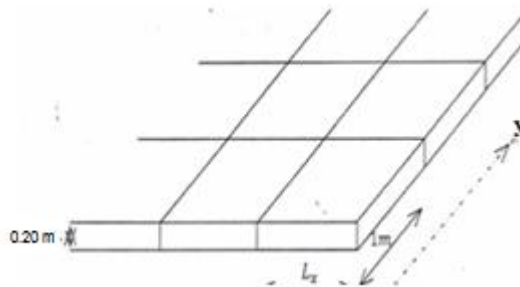


Figure V.1. Définition de la largeur (l_x) de la dalle.

$$M_{Gx} = \frac{G \times l_x^2}{8} = \frac{7,2 \times 0,68^2}{8} = 0,42 \text{ KN.m Par tranche de 1 m suivant } l_y.$$

$$G = G_{\text{dalle}} + G_{\text{revet}} = 25 \times (0,20 \times 1) + 22 \times 0,1 \times 1 = 7,2 \text{ kN/m}$$

$$M_{Gx}^t = 0,8 M_{Gx} = 0,34 \text{ kN.m et } M_{Gx}^a = -0,5 M_{Gx} = -0,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{Gy}^t = 0,25 M_{Gx} = 0,085 \text{ kN.m et } M_{Gy}^a = 0$$

* Effort tranchant sous G :

$$T_x = \frac{(G \cdot L_x \cdot L_y)}{(2 \cdot L_y + L_x)} = \frac{7,2 \times 0,68 \times 20}{2 \times 20 + 0,68} \times 1,35 = 2,97 \text{ kN/ml}$$

$$T_Y = \frac{(G.L_X.L_Y)}{3L_Y} = \frac{7.2 \times 0.68 \times 20}{3 \times 20} \times 1.35 = 2.2 \text{ kN/ml}$$

V.2.2. Sollicitations dues aux surcharges :

Le système de charge D240 donne un effet maximal localisé sur la dalle. Donc cette dernière travaille dans les deux directions quel que soit le rapport ρ . La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition de dimension $u * v$

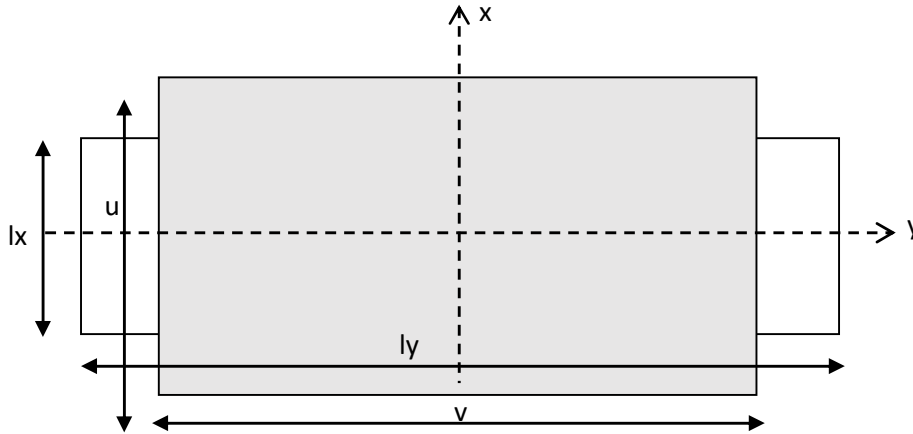


Figure V.2. Le système D240, placé au centre de la dalle.

Les moments au centre de la dalle se calculent par les expressions suivantes :

- $M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) \cdot P$
- $M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) \cdot P$

ν : Coefficient de Poisson= 0 à l'ELU et 0.2 à l'ELS.

M_1 et M_2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud, en 1921, et mises sous forme d'abaques en fonction des rapports ρ plus récemment, en 1985, les abaques de Pigeaud ont été rétablis avec des meilleures précisions par J.P. Mougins.

$$\begin{cases} u = u' + hd + k \cdot hr \\ v = v' + hd + k \cdot hr \end{cases} \quad \text{On a un revêtement souple donc } k=1.5.$$

$$u = 3.2 + 0.20 + (1.5 \times 0.1) = 3.55 \text{ m} \quad \text{on prend : } u=0.68 \text{ m}$$

$$v = 18.6 + 0.20 + (1.5 \times 0.1) = 18.95 \text{ m}$$

$$P^u_{D240} = 3240 \text{ kN} ; P^{ser}_{D240} = 2400 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{0.68}{0.68} = 1 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{18.95}{0.68} = 27.9 \end{cases} \quad \text{D'après les tableaux } \begin{cases} M_1 = 0,04 \\ M_2 = 0,0009 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^u_{0x} = 129.6 \text{ kN.m} \\ M^u_{0y} = 2.92 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M^{ser}_{0x} = 96.43 \text{ kN.m} \\ M^{ser}_{0y} = 21.36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

* Effort tranchant :

$$T_x = \frac{Pu}{2v+u} = 84 \text{ kN/m}$$

$$T_y = \frac{Pu}{3v} = 57 \text{ kN/ml}$$

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **V.1.** Tableau récapitulatif des sollicitations dans la dalle.

	Moments à ELU (kN.m)			Moments à ELS (kN.m)			Effort tranchant(x) (kN)	Effort tranchant(y) (kN)
	Appui	Travée suivante (x)	Travée suivante (y)	Appui	Travée suivante (x)	Travée suivante (y)		
Sous G	0.28	0.46	0.11	0.21	0.34	0,085	2.97	2.2
Sous D240	51.8	103.68	2.34	38.6	77.14	17.1	84	57
combinées	52.12	104.14	2.45	38.81	77.48	17.185	86.97	59.2

On constate que le moment suivant y est faible, donc on ne calcul pas suivant ce sens mais on prend un ferrailage qui représente 1/3 de celui dans le sens de x (puisque'on a l'effet de charge localisée).

V.2.3. Ferrailage de l'hourdis :

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta ft_j} \right) = 215.6 \text{ MPa}$

- Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $f_{bc}=17 \text{ MPa}$
- Acier : $f_e= 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

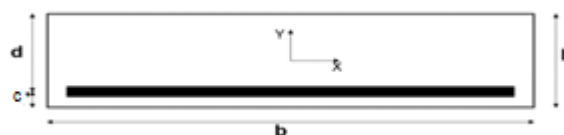


Figure V.3. Section de calcul.

➤ **Suivant lx :**

❖ **Calcul des armatures à l'ELU de résistance :**

La dalle travail en flexion simple, pour la ferrailer, on considère une bande de 1 m rectangulaire de hauteur h qui est égale à l'épaisseur de la dalle (h = 20cm), et de largeur 1 m (b = 1m), la hauteur utile d = 0,9 h = 18cm.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **V.2.** Tableau récapitulatif des armatures à l'ELU avec vérification de la condition de non fragilité CNF.

Section	Mu (kN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	As (cm ²)	ASmin (CNF) (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
Travée suivant x	104.14	100	18	0.189	0,264	0.2113	18.6	2,48	6HA20=18.85 St=17cm
Appui	52.12	100	18	0,095	0.125	0.1002	8.81	2,48	6HA14=9.24 St=17 cm

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu < 0.392 \text{ (Fe 400) donc } A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \text{ tiré du tableau : } \beta_u = f(\mu) \text{ (règlement BAEL)}$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\phi_{max} \leq h/10 = 0.2/10 = 0.02 \text{ m} = 20 \text{ mm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} ; s_t \leq \text{Min} \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

✓ **En travée : Mser=77.48 kN.m**

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A's) y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A's) = 0 \rightarrow y = 7.65 \text{ cm}$$

Inertie de la section homogène réduite :

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15[A_s (d-y)^2 + A's (y-d')^2] \rightarrow I = 45212.12 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = y \cdot M_{ser} / I = 13.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (CV)}$$

$$\sigma_s = 15.(d - y).M_{ser} / I = 266.1 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} \text{ (CNV)}$$

Il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s , en admettant que ces armatures travaillent au max., c'est-à-dire à $\bar{\sigma}_{st}$;

On résout une équation du 3ème degré en α :

$$\bar{\sigma}_{st} \cdot \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_{st} \cdot \alpha^2 - \frac{90.M_{ser}}{b.d^2} \cdot \alpha + \frac{90.M_{ser}}{b.d^2} = 0$$

Il faut que : $0 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ la solution est obtenue de la façon suivante :

On calcule :

$$u = \frac{30.M_{ser}}{b.d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 0.33 ; \lambda = 1 + u = 1.33 \text{ puis : } \cos \varphi = \lambda^{-3/2} \text{ d'où : } \varphi = 49.3^\circ.$$

$$\text{On obtient : } \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos(240^\circ + \varphi/3) = 0.46$$

$$\text{Et on calcule : } \sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \frac{\bar{\sigma}_{st}}{15} = 12.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (CV)}$$

$$\text{Puis on obtient : } A_s = \frac{\alpha^2}{(1-\alpha)} \frac{b.d}{30} = 23.5 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8\text{HA}20 = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 12.5 \text{ cm}$$

✓ **Sur appui : $M_{ser} = 38.81 \text{ kN.m}$**

Détermination de l'axe neutre :

$$b.y^2 + 30(A_s + A's)y - 30(d.A_s + d'.A's) = 0 \rightarrow y = 5.8 \text{ cm}$$

Inertie de la section homogène réduite :

$$I = b.y^3/3 + 15[A_s(d-y)^2 + A's(y-d')^2] \rightarrow I = 27133 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = y.M_{ser} / I = 8.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (CV)}$$

$$\sigma_s = 15.(d - y).M_{ser} / I = 261.8 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} \text{ (CNV)}$$

Il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s , en admettant que ces armatures travaillent au max., c'est-à-dire à $\bar{\sigma}_{st}$;

On résout une équation du 3ème degré en α :

$$\bar{\sigma}_{st} \cdot \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_{st} \cdot \alpha^2 - \frac{90.M_{ser}}{b.d^2} \cdot \alpha + \frac{90.M_{ser}}{b.d^2} = 0$$

Il faut que : $0 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ la solution est obtenue de la façon suivante :

On calcule :

$$u = \frac{30.M_{ser}}{b.d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 0.17 ; \lambda = 1 + u = 1.17 \text{ puis : } \cos \varphi = \lambda^{-3/2} \text{ d'où : } \varphi = 37.8^\circ.$$

On obtient : $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos(240^\circ + \varphi/3) = 0.35$

Et on calcule : $\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \bar{\sigma}_{st} = 7.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (CV)}$

Puis on obtient : $A_s = \frac{\alpha^2}{(1-\alpha)} \frac{b \cdot d}{30} = 11.3 \text{ cm}^2$ soit : 8HA14=12.32 cm² et St=12.5 cm

➤ **Suivant ly :**

✓ **En travée :**

$$A_{sy} = \frac{A_{sx}}{3} = 8.4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 8HA12=9.05 cm}^2$$

✓ **Sur appui :**

$$A_{sy} = 4.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 4HA12=4.52 cm}^2$$

❖ **Vérification à du cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4) = \min(3 ; 4) = 3 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{8\ 69\ 7\ 0}{1000 \cdot 180} = 0.48 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

❖ **Vérification de non poinçonnement :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c j} / \gamma_b$$

U_c : Périmètre du contour de la charge due au système le plus défavorable Br au niveau du feuillet moyen.

h_d : Epaisseur totale de la dalle.

h_r : Epaisseur du revêtement

Q_u : Charge de Br à l'état limite ultime.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 3,2 \text{ m}$$

$$u = 0,6 + 0,20 + (1,5 \times 0,1) = 0,95 \text{ m}$$

$$v = 0,3 + 0,20 + (1,5 \times 0,1) = 0,65 \text{ m}$$

$$Q_u = 100 = 100 \times 1,6 = 160 \text{ kN}$$

$$Q_u = 160 \leq 0.045 \times 3.2 \times 0.2 \times 30 \times 10^3 / 1.5 = 576 \text{ kN} \quad (\text{CV})$$

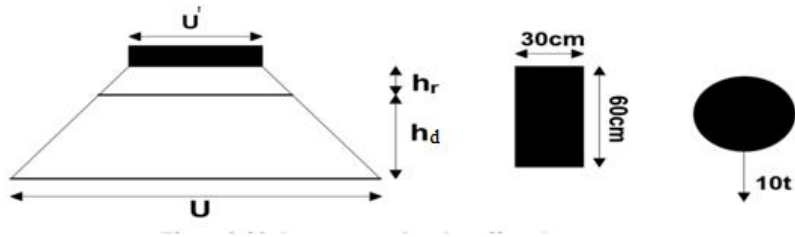


Figure V.4. Effet de système Br.

V.3. CONCLUSION :

L'hourdis a été étudié vis-à-vis de la flexion locale, toute en justifiant les différents états de calcul ainsi que le problème de poinçonnement en respectant le règlement BAEL 99.

Chapitre VI

Etude des appareils d'appui

VI.1. INTRODUCTION :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquelles il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère comme de la matière consommable ; à ce titre on devra donc apporter tout le soin à leur choix leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. Ils sont placés entre le tablier et les appuis leur rôles et de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

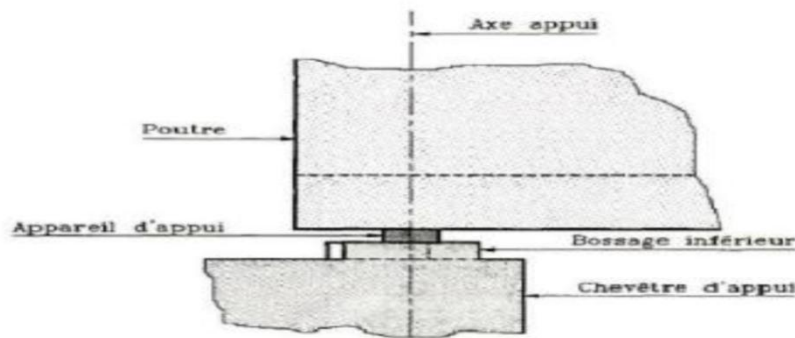


Figure VI-1: Disposition des appareils d'appuis.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

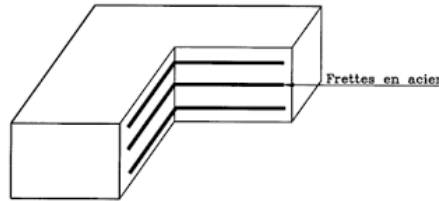
- Les articulations en béton
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté
- Les appareils d'appuis spéciaux
- Les appareils d'appuis métalliques.

VI.2. CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI :

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs ; descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, cout, le type d'ouvrage, son environnement et des dispositions constructives.

On se référant au document SETRA relatif sur les appareils d'appuis qui stipule que pour des réactions d'appuis limitées à 12MN (calculées à l'E.L.U) ; l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement en plus des avantages puisqu'il : Facilite la mise en œuvre, le réglage et de contrôle, le cout relativement modéré et il n'exige aucun entretien.

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé (renforcé inférieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation ; l'élastomère est un matériau qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiale sa après déformation sous contrainte.



FigureVI-2: Appareil d'appui en élastomère fretté.

Notre ouvrage d'une travée isostatique de 20 m de portée, composée de 10 poutres en béton armé d'une hauteur de 1.10 m, surmontée d'une dalle en béton armé d'épaisseur 20 cm.

Pour transmettre les charges aux appuis on a choisi l'appareil d'appui le plus utilisé et le plus économique qui est en élastomère fretté. Pour cela un dimensionnement est nécessaire pour reprendre toutes les actions appliquées. Pour chaque points de contact entre poutre et appui on a un appareil, donc un nombre total d'appareil d'appui est de 20.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI A L'ELU SELON LA NORME NF EN 1337-3:

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

On suppose pour simplifier que $a < b$.

En fonction du nombre (n) de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$

Epaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$

Epaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur : $T_q = n t_i + 2 e$ si $e > 2,5$ mm

$T_q = n t_i$ si $e \leq 2,5$ mm (En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée).

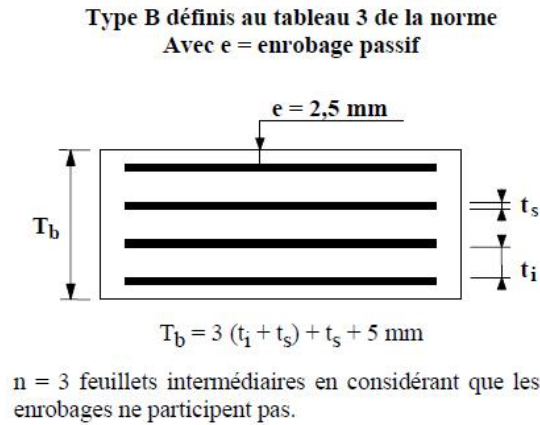


Figure VI.3. Schéma d'un appareil en élastomère fretté.

VI.3.1. Calcul des efforts :

Le calcul se fait à L'ELU. On a d'après l'analyse numérique :

$$F_z = 585.6 \text{ kN} ; F_{z,Gmin} = 164.63 \text{ kN} ; \text{La rotation} : \alpha_a = 5.7 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_N = 15 \text{ MPa} .$$

VI.3.2. Déplacements :

$$- \text{Retrait} : \Delta L_r = \varepsilon_r \times L / 2 = - 2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

ε_r : Déformation final due au retrait du béton, $\varepsilon_r = -2.10^{-4}$ pour le nord algérien.

L : Longueur de la poutre

$$- \text{Dilatation} : \Delta L_T = \lambda \times L \times \Delta T / 2 = 5 \times 10^{-4} \text{ m}$$

λ : Coefficient de dilatations thermique du béton et d'acier égale à 10^{-5}

ΔT : température de référence = 10°

$$- \text{Fluage} : \Delta L_{flu} = \varepsilon_{flu} \times L / 2 = - 4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\varepsilon_{flu} = 4 \times 10^{-4}$$

$$v_{x1} = 2x(\Delta L_r + \Delta L_{flu}) / 3 + \Delta L_T = -3.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VI.3.3. Aire de l'appareil d'appui :

$$\bar{\sigma}_N \geq \frac{F_z}{A_r} \rightarrow A_r \geq \frac{F_z}{\bar{\sigma}_N} = \frac{585.6 \cdot 10^3}{15 \cdot 10^2} = 390.4 \text{ cm}^2$$

VI.3.4. Hauteur nominale totale de l'élastomère (T_e) :

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} < 1 \rightarrow v_x < T_q$$

$$v_x = v_{x1} + v_{x2} \text{ Avec : } v_{x1} = 3.5 \text{ mm} = U1$$

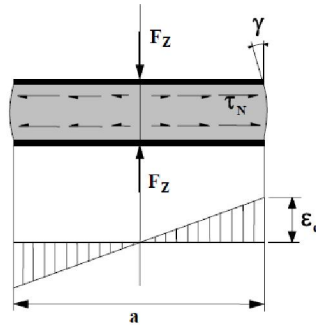
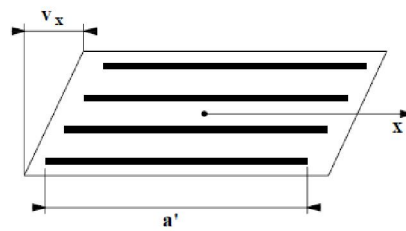


Figure VI-4: Effet de l'effort normal.



surface réduite sous l'effet des déformations horizontales.

Figure VI-5: 1er cas de distorsion.

$$v_{x2} = \frac{F_{x2} \cdot T_q}{a \cdot b \cdot 2G} = U2 \quad / \quad F_{x2} = 300/20 = 15 \text{ kN}$$

$$v_{x2} = \frac{15 \cdot 10^3 \cdot T_q}{390.4 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 0.9} = 0.21 \cdot T_q$$

$$v_{x1} + v_{x2} = 3.5 + 0.21 \cdot T_q < T_q \rightarrow T_q > 16.7 \text{ mm}$$

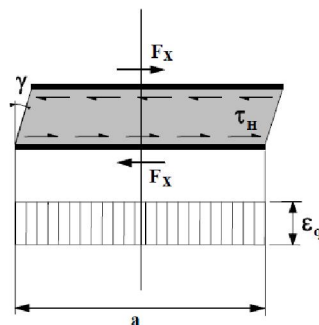


Figure VI-6: 2ème cas de distorsion.

On peut choisir 2 feuillets intérieurs de 8 mm et deux enrobages de 4 mm, on aura donc :

$$T_e = 2 \cdot 8 + 2 \cdot 4 = 24 \text{ mm} = T_q.$$

À l'ELS il faut que : $a/10 < T < a/5$ (C.V)

VI.3.5. Dimensions en plan :

Soit : $A = a \cdot b = 20 \cdot 30 = 600 \text{ cm}^2$; on prend l'enrobage de chaque côté 4 mm, on aura donc :

$$A' = a' \cdot b' = 19.2 \cdot 29.2 = 560.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } v_{x2} = \frac{15 \cdot 10^3 \cdot 24}{560.64 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 0.9} = 3.6 \text{ mm.}$$

$$\text{et } v_x = 3.6 + 3.5 = 7.1 \text{ mm.}$$

$$\text{On a alors : } A_r = A_r' = A' \left(1 - \frac{v_x}{a'} \right) = 560.64 \left(1 - \frac{7.1}{19.2} \right) = 539.9 \text{ cm}^2 > 390.4 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

VI.3.6. Limitation de la distorsion :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon_t = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

K_L est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général.

$$\bullet \quad \varepsilon_c = \frac{1.5 F_z}{G \cdot S \cdot A_r} \quad / \quad S = \frac{A'}{2 t_e (a' + b')} = \frac{560.64}{2 \cdot 0.8 (29.2 + 19.2)} = 7.2 ; \quad \varepsilon_c = 2.5$$

$$\bullet \quad \varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{7.1}{24} = 0.30$$

$$\bullet \quad \varepsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3} = \frac{19.2^2 \cdot 5.7 \cdot 10^{-3} \cdot 8}{2(2 \cdot 8^3 + 2 \cdot 4^3)} = 0.73$$

$$\varepsilon_t = 1(2.5 + 0.3 + 0.73) = 3.53 < 7 \text{ (C.V)}$$

VI.3.7. Stabilité en rotation :

$$v_z = \sum \frac{F_z \cdot t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G_d S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{585.6 \cdot 10^3 (2 \cdot 8 + 2 \cdot 4)}{560.64 \cdot 10^2} \left(\frac{1}{5 \cdot 1.8 \cdot 7.2^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0.66 \text{ mm}$$

avec : $E_b = 2000 \text{ MPa}$

$$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r} = \frac{19.2 \cdot 5.7 \cdot 10^{-3}}{3} = 0.36 \text{ mm} \quad \text{avec : } K_r = 3.$$

Cette condition est vérifiée.

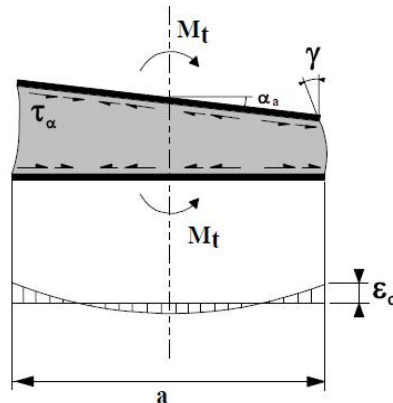


Figure VI-7: Rotation de l'about du tablier.

VI.3.8. Stabilité au flambement : $\frac{F_z}{A_r} = \frac{585.6 * 10^3}{539.9 * 10^2} = 10.8 \text{ MPa}$

$$\frac{2Ga'S_1}{3T_e} = \frac{2*0.9*192*7.2}{3*24} = 34.56 \text{ MPa} / S_1 : \text{coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais.}$$

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2Ga'S_1}{3T_e} \quad (\text{C.V.})$$

VI.3.9. Condition de non-glissement :

$$\frac{F_{z,G_{min}}}{A_r} = \frac{164.63 * 10^3}{539.9 * 10^2} = 3.1 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

$$F_x = \frac{v_x \cdot a \cdot b \cdot G}{T_q} = \frac{7.1 * 200 * 300 * 0.9}{24} * 10^{-3} = 16 \text{ kN}$$

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = 10.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{1.5 * 0.6}{10.8} = 0.18$$

$K_f = 0.6$ pour le béton

$$\mu_e F_z = 0.18 * 585.6 = 105.4 \text{ kN}$$

$$F_x = 16 \text{ kN} \leq \mu_e F_z \quad (\text{C.V.})$$

Avec :

$F_{z, G_{min}}$: Réaction minimale sous charges permanentes ;

F_z et F_{xy} : Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables ;

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

VI.3.10. Dimensionnement des frettes:

$$t_s \geq \gamma_m \frac{2.6F_z t_i}{A_r f_y} = 1 * \frac{2.6 * 585.6 * 10^3 * 8}{539.9 * 10^2 * 235} = 0.96 \text{ mm}$$

Soit : $t_s = t_{s\min} = 2 \text{ mm}$; on aura 3 frettes de 2 mm

Avec :

F_z Effort vertical maximum appliqué ;

f_y limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa) ;

γ_m Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

Selon le calcul à l'ELU notre appareil d'appui qui est en élastomère fretté, de dimensions en plan : $a=200 \text{ mm}$ et $b=300 \text{ mm}$, nombre des feuillettes internes $n=2$ d'épaisseur $t_i=8 \text{ mm}$, deux couches d'enrobage $e=4 \text{ mm}$, 3 frettes d'épaisseur $t_s=2 \text{ mm}$. Donc l'épaisseur totale $T_b=2 \times 8 + 2 \times 4 + 3 \times 2 = 30 \text{ mm}$.

Cet appareil respecte toutes les conditions de vérifications à savoir le flambement, la distorsion, la rotation et le glissement.

VI.4. CONCLUSION :

La descente de charge de la superstructure à l'infrastructure se fait par l'intermédiaire des appareils d'appuis, qui sont de différents types, dans notre cas on a choisi l'appareil d'appui le plus utilisé et le plus économique qui est en élastomère fretté. Celles-ci sont caractérisées par leurs dimensions (largeur, longueur et épaisseur), le nombre de feuillettes (frettes), la charge admissible. Le dimensionnement de ce dernier a été fait en considérant l'ELU et l'ELS, on a trouvé des appareils d'appuis de dimensions **(200 × 300 × 30) mm³**.

Conclusion générale

Conclusion générale

En résumé, cette étude de fin d'études nous a donné la possibilité d'abord de nous familiariser avec le domaine pratique et de nous familiariser avec les calculs (dimensionnement et méthodes de calcul, etc.) d'un ouvrage d'art.

Deuxièmement, il nous a enseigné comment représenter l'ouvrage et observer son comportement réel face aux diverses charges et sollicitations.

En plus de cela, il est essentiel d'avoir une bonne maîtrise des logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, et , ainsi que ceux de base comme Microsoft Office En plus du programme de « CSi Bridge version 2015 ».

Malgré les difficultés que nous avons rencontrées tout au long de ce projet, nous avons fait tout notre possible pour présenter une étude approfondie et prévenir toute erreur possible, car tout travail humain n'est jamais parfait et personne n'est omniscient.

Finalement, ce projet nous a donné l'opportunité d'approfondir et d'enrichir nos connaissances acquises tout au long , tout en bénéficiant des connaissances et de l'expérience des professionnels du domaine.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Mémoire de Master. YAHMEDI HANANE & OUAHEB SAKINA

Mémoire de Master Hissein Charaffadine Addaye

Rapport géotechnique Kerkra

NDC CULEES C1

Anne Bernard-Gerry et Jen-Armand Calgaro, conception des ponts, Paris, 1991.

J.A Calgaro, projet et construction des ponts, Paris, 1999.

: Fascicule 61 du CPC titre II.

: R.P.O.A, règle parasismique applicable au domaine ouvrage d'art, 2008.

: BAEL91, Guide pratique d'utilisation des règles, 1991. B.P.E.L, Calcul et vérification des ouvrages en béton précontrainte, 1991.

Cours pont de 1ere année master.

: Guide technique SETRA: service d'études techniques des routes et autoroutes 1996.

Guide technique SETRA: service d'études techniques des routes et autoroutes 2007.

: Calcul manuel ROBOT.

: Guide SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation sur les ponts, viaducs et structure similaires, juillet 2007.

: Document SETRA.

Guide technique SETRA, décembre 2013 (Joints de chaussée des ponts-routes