

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par : YAHMEDI HANANE & OUAHEB SAKINA

**Thème : Etude d'un pont sur la RN 20 au niveau du
carrefour de la cité Emir Abdelkader – Guelma**

Sous la direction de : Dr. BOUTELDJA FATHE

Juin 2015

Remerciements :

« Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues »

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude pour notre cher encadreur Dr. Bouteldja pour sa disponibilité et sa patience, pour ses encouragements et ses précieux conseils durant toute la période de de préparation de ce mémoire.

Nous remercions aussi les membres de jury qui mon fait l'honneur de Juger notre travail.

A tous les enseignants qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir de primaire jusqu'à l'université.

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

Merci à tous

DEDICACES :

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que je dédie à Mes parents pour leurs amours, leurs soutiens et leurs confiances, rien n'aurait été possible sans eux,

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

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

A ceux que j'aime et respecte :

A mes frères : Hichem, Sami, Haïthem et Chiheb.

A mes merveilleuses frangines : Nardjis et amira

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

Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Sakina et toutes sa familles.

Tout mes adorables amis sans exception, je cite : Mounira, Ilhem, Zakarya, Chiheb Eddine, Tadj Eddine.....

A tous la promotion 2015.

Tous ceux que j'ai oublié qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.


Merci à tous

Y. HANANE




Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux


 *Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à:*

Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

 *Mes frères : sur tout mon grand frère Hassan et Amar. Kamel, Nouredine et ma très chère sœur Ghania (et mon adorable nièce bark et son per) que j'adore et qui n'ont cessé de croire en ma réussite, et à toute ma famille « Ouahab et Bournane»*

 *A mon encadreur Dr. Bouteldja Fathe*

 *A Mon binôme Hanane*

 *A tous mes amis, en particulier Mounira, Ilhem, Fadila, Sana, samiha, meriem, Besma, chayma, Bouchra, zakj, charaf, chiheb.*

 *A toutes la **promotion 2015***

 *Tous mes collègues sans exception.*

A vous...merci

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Ce travail a pour but l'étude et la conception d'un passage supérieur au-dessus du rond-point situé à proximité de la cité Emir Abdel Kader sur l'intersection de la route nationale N°20 et 80. On a recherché à travers cette étude la conception optimale qui répond aux exigences techniques et économiques. A partir d'une analyse multicritères, le choix a été porté pour un pont en caisson mixte ouvert.

Ensuite on a défini les matériaux utilisés dans la construction et on a procédé au calcul des charges qui doit supporter l'ouvrage le long de sa durée de vie. Une modélisation a été réalisée par le logiciel « CSi bridge » pour déterminer les différents efforts internes.

Enfin l'étude transversale a permis de compléter les résultats obtenus par le ferrailage de la dalle dans le sens transversal.

Mots clés :

Passage supérieur, Conception, Précontraint, CSi Bridge, Mixte Acier- béton.

ملخص:

الهدف من هذا العمل، هو دراسة و تصميم ممر علوي على مستوى مفترق الطرق بجانب حي الأمير عبد القادر على الطريق الوطني رقم 20، و الطريق الوطني رقم 80 الرابط بين وسط مدينة قالمة و مدينة سوق أهراس. من خلال هذا العمل ، بحثنا عن التصميم الأمثل الذي يلبي المتطلبات الفنية و الاقتصادية، و من خلال تحليل متعدد المعايير تم اختيار جسر مختلط فولاذ-خرسانة.

بعدها، عرفنا بالمواد المستعملة في البناء، و تطرقنا لحساب مختلف الأحمال و الأحمال الإضافية التي يتحملها الممر؛ ثم نمذجة الممر تمت باستخدام برنامج "CSi bridge" حيث سمحت بتحديد مختلف الجهود الداخلية، ثم اخترنا المعدات اللازمة للممر.

في النهاية الدراسة المقطعية استكملت النتائج المتحصل عليها و ذلك بتسليح السطح بالعرض.

كلمات مفتاحية:

جسر، تصميم، الإجهاد المسبق، CSi bridge، مختلط فولاذ- خرسانة.

Sommaire

Résumé	I
Liste des figures	IV
Liste des tableaux	VI
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du projet	2
1. INTRODUCTION	2
2. TRAFIC AU NIVEAU DE LA VILLE DE GUELMA	2
3. CARREFOUR DE EMIR ABDELKADER (EX-GEREDON)	4
3.1. PRESENTATION DU CARREFOUR.....	4
3.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU CARREFOUR	5
TRAFIC ROUTIER AU NIVEAU DU CARREFOUR	7
6. SOLUTION PROPOSEE POUR LE CARREFOUR	8
6.1. DONNEES FONCTIONNELLES	8
6.2. DONNEES NATURELLES ET D'ENVIRONNEMENT	11
Chapitre 2 : Conception et prédimensionnement	16
1. INTRODUCTION	16
2. PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	16
2.1. PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT PAR POST-TENSION (VARIANTE N°1).....	16
2.2. PONT DALLE EN BETON ARME (VARIANTE N°2).....	21
2.3. PONT EN CAISSON OUVERT MIXTE ACIER-BETON (VARIANTE N°3).....	25
2.4. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE (ANALYSE MULTICRITERES)	30
Chapitre 3 : Calcul des charges	31
1. INTRODUCTION	31
2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	31
2.1. LE BETON.....	31
2.2. LES ACIERS	32
3. CALCUL DES CHARGES	33
3.1. CHARGES PERMANENTES	33
3.2. SURCHARGES ROUTIERES	35
3.3. AUTRES CHARGES.....	45
3.4. COMBINAISONS DES CHARGES	46
Chapitre 4 : Modélisation de l'ouvrage	47
1. INTRODUCTION	47
2. CREATION D'UN NOUVEAU MODELE	47
3. DEFINITION DE LA GEOMETRIE DU MODELE	47
4. SPECIFICATION DES PROPRIETES DES ELEMENTS	49
4.1. PANNEAU PROPRIETES.....	49
4.2. PANNEAU SUPERSTRUCTURE.....	50
A) SECTION DE TABLIER :	50
4.3. PANNEAU SUBSTRUCTURE	52
5. DEFINITION DES CAS DE CHARGES	53
5.1. CHARGES PERMANENTES	54

5.2. CHARGES ROULANTES	55
5.3. DEFINITION DU TYPE DE CAS DE CHARGEMENT	57
6. ASSEMBLEMENT DU PONT.....	58
6. DEMARRAGE DE L'EXECUTION	59
7. RESULTATS OBTENUS AVEC CSI BRIDGE	60
8. CONCLUSION	61
Etude transversale.....	61
Chapitre 5 : Etude transversale	62
1. MODELISATION :	62
2. DEFINITION DES CHARGES.....	62
2.1. LES CHARGES PERMANENTES	62
2.2. LES SURCHARGES	63
3. FERRAILLAGE.....	64
<u>Chapitre6 :Equipements Du Pont.....</u>	67
1. LES JOINTS DE CHAUSSEE :.....	67
1.1. DEFINITION :.....	67
1.2. CALCUL DU SOUFFLE DES JOINTS :.....	67
2. LES APPAREILS D'APPUI :.....	67
Générale.....	77
Conclusion générale	77
Références bibliographiques	77

Liste des figures

FIGURE 1 : RESEAU ROUTIER DE LA VILLE DE GUELMA	3
FIGURE 2 : VUE EN PLAN DU CARREFOUR FRERES RAHABI.....	4
FIGURE 3 :PLAN DE LA SITUATION	5
FIGURE 4 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU CARREFOUR CITE EMIR ABDEL KADER.....	6
FIGURE 5 : PLAN DE CIRCULATION.....	7
FIGURE 6 : VUE EN PLAN DU PASSAGE SUPERIEUR.....	9
FIGURE 7 : PROFIL EN LONG DU NOUVEAU TRACE EN PLAN.....	10
FIGURE 8: PROFIL EN TRAVERS SUR L'OUVRAGE.....	11
FIGURE 9 : PROFIL EN LONG DU PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAIN	18
FIGURE 10 : DIMENSIONNEMENT DES PONTS A POUTRES EN BETON PRECONTRAIN.....	19
FIGURE 11 : DIMENSIONS DES POUTRES EN BP	21
FIGURE 12 : COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER DE PONT A POUTRES EN BP.....	21
FIGURE 13 : PROFIL EN LONG DU PONT EN DALLE BETON ARME.....	23
FIGURE 14 : DIMENSIONNEMENT DE PONT DALLE EN BA	24
FIGURE 15: COUPE TRANSVERSALE DU PONT EN DALLE EN BA	25
FIGURE 16 : PROFIL EN LONG DU PONT EN CAISSON MIXTE.....	26
FIGURE 17 : DIMENSIONNEMENT DU PONT CAISSON OUVERT MIXTE	27
FIGURE 18 : COUPE TRANSVERSALE DU CAISSON EN TRAVEE	29
FIGURE 19 : COUPE TRANSVERSALE DU CAISSON SUR APPUIS	29
FIGURE 20 : SYSTEME DE CHARGE BC	39
FIGURE 21:SCHEMA REPRESENTANT LE SYSTEME BT	41
FIGURE 22 : LE SYSTEM BR.....	42
FIGURE 23. SCHEMA SYSTEM MC120	43
FIGURE 24 : SYSTEM D240	44
FIGURE 25:CREATION D'UN NOUVEAU MODELE	47
FIGURE 26 :DEFINITION DE LA LIGNE DE DISPOSITION	47
FIGURE 27: GEMETRIE DE LE NOUVELLE VOIE	48
FIGURE 28: LES VOIES DE CIRCULATION.....	48
FIGURE 29:CARACTERISRIQUE DE NOUVEAU MATERIAU.....	49
FIGURE 30:LE BETON 35.....	49
FIGURE 31:DEFINITION DU FUT DE PONT	50
FIGURE 32: CHOIX DE TYPE DU TABLIER	50
FIGURE 33:DIMENSION DE CAISSON	51
FIGURE 34. CREATION DE DIAPHRAGME DE CULEE.....	51
FIGURE 35. CONDITION AU LIMITES(APPUIS).....	52
FIGURE 36:CREATION DE CULEE	52
FIGURE 37:CREATION DE PILE.....	53

FIGURE 38:L'OUVRAGE COMPLET MODELISER PAR CSI BRIDGE.....	53
FIGURE 39:CREATION DE LA CHARGE DE BARRIERE DE SECURITE.....	54
FIGURE 40:LES CHARGES PERMANENTES LINEAIRES	54
FIGURE 41:CREATION DE LA CHARGE DE REVETEMENT.....	55
FIGURE 42 : CREATION DE LA SURCHARGE A(L)	55
FIGURE 43: CREATION DU SYSTEME DE CHARGEMENT DE BC	56
FIGURE 44::LES VOIES DE ROULEMENT DE BC	56
FIGURE 45:METHODE DE ROULEMENT DE BC	57
FIGURE 46:CREATION DU SYSTEME DE CHARGEMENT DE BR	57
FIGURE 47: LES TYPES DE CAS DE CHARGEMENT.....	57
FIGURE 48: IMPLANTATION DES PILES	59
FIGURE 49: MOVING LOAD CASE RESULTS SAVED OPTIONS FORM.....	59
FIGURE 50: SET LOAD CASES TO RUN FORM.....	60
FIGURE 51:MOMENT FLECHISSANT DU AU POIDS PROPRE OBTENU PAR CSI BRIDGE.....	60
FIGURE 52:MOMENT FLECHISSANT DU A LA CHARGE A(L) OBTENU PAR CSI BRIDGE.....	60
FIGURE 53: MOMENT FLECHISSANT DU A LA CHARGE BC OBTENU PAR CSI BRIDGE.....	61
FIGURE 54: MOMENT FLECHISSANT ET LES EFFORTS TRANCHANTS	61
FIGURE 55:SECTION TRANSVERSAL DU PONT EN ELEMENT BARRE.....	64
FIGURE 56: FERRAILLAGE DE HOURDIS SUPERIEURE.....	66
FIGURE 57: FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU PONT	66
FIGURE 58: ROTATION D'EXTRIMITE SOUS CHARGEMENT	68
FIGURE 59: JOINT DE CHAUSSEE FT150 FREYSSINET.....	69

Liste des tableaux

TABLEAU 1 : DONNEES RELATIVES AU RESEAU ROUTIER DE GUELMA	4
TABLEAU 2 : RESULTATS D'ENQUETES DU TRAFIC	7
TABLEAU 3 : DONNEES GEOTECHNIQUES DU TERRA.....	12
TABLEAU 4 : GRADIENT THERMIQUE.....	13
TABLEAU 5 : EPAISSEUR A PRENDRE EN COMPTE POUR LA PRESSION DU VENT	14
TABLEAU 6 : GEOMETRIE GLOBALE DE L'OUVRAGE	27
TABLEAU 7 : ANALYSE MULTICITERE	30
TABLEAU 8 : COEFFICIENT DE DEGRESSIVITE TRANSVERSALE DE LA CHARGE A(L)	36
TABLEAU 9 : VALEURS DE V_0	37
TABLEAU 10 : RESULTATS DE CALCUL DE LA CHARGE A(L)	38
TABLEAU 11 : VALEURS DU COEFFICIENT BC.....	39
TABLEAU 12 : RESULTATS DU CALCUL DE LA CHARGE BC	40
TABLEAU 13 : VALEURS DE COEFFICIENT BT.....	46
TABLEAU 14 : RESULTAT DE CALCUL DA LA CHARGE BT	42
TABLEAU 15 : RESULTAT DE CALCUL DE SYSTEME MC120	44
TABLEAU 16 : RESULTAT DE CALCUL DE SYSTEME D240	44
TABLEAU 17 : COEFFICIENT DE MAJORATION POUR LES CAS DE CHARGEMENTS	46
TABLEAU 18 : LES MOMENTS FLECHISSANT ET LES EFFORTS TRANCHANTS POUR LES DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT	38

Introduction générale

Introduction générale

La cité El Amir Abdelkader dans la wilaya de Guelma est le point de raccordement deux principales routes nationales à savoir la RN 20 et RN 80. Ce point d'intersection est un carrefour de trois branches ; deux branches sur la RN 20 et l'autre vers le centre ville et la RN80.

Selon une étude de trafic réalisée au niveau du carrefour, l'axe de la RN 20 est le plus emprunté par les véhicules ce qui justifie la nécessité des futures modifications de la circulation afin de la rendre plus fluide. La solution proposée dans ce travail est de réaliser un passage supérieur qui permet aux véhicules circulant sur la RN 20 de passer au dessus du rond point du carrefour.

Dans le premier chapitre de ce travail on a présenté notre projet en exposant les différentes données nécessaires à l'élaboration de notre travail.

Dans le deuxième chapitre on a étudié les variantes proposées de notre pont, leurs prédimensionnement, leurs avantages et leurs inconvénients. L'analyse multicritère a permis de dégager la variante la plus avantageuse.

Dans le troisième chapitre, on a définie les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage puis on a calculé les charges qui doivent supporter l'ouvrage en utilisant la réglementation Algérienne.

Dans le quatrième chapitre on a fait la modélisation du l'ouvrage et on a déterminé ainsi les efforts internes.

Dans le cinquième chapitre porte sur l'étude de tablier de l'ouvrage où le ferrailage est fourni.

Le dernier chapitre on a exposé les équipements utilisés dans notre ouvrage.

Enfin, on a terminé le mémoire par une conclusion générale qui résume le travail réalisé.

Chapitre 01 :

Présentation du projet

Chapitre I : Présentation du projet

1. INTRODUCTION

A travers ce chapitre, nous présentons l'ensemble des données nécessaires à l'élaboration de notre projet. Dans un premier temps nous faisons un aperçu sur le trafic au niveau du réseau routier de la ville de Guelma notamment les routes nationales. Nous mettrons ensuite la lumière sur le trafic au niveau d'un carrefour principal de la ville de Guelma qui est à proximité de la cité Emir Abdelkader. Ce carrefour clé de la ville très fréquenté par les automobilistes nécessite une réadaptation de la circulation. Ensuite, des propositions ont été faites pour faciliter la circulation des véhicules en construisant un pont en passage supérieur sur la RN 20.

Enfin, nous avons exposé les données fonctionnelles, naturelles et d'environnements relatifs à notre projet.

2. TRAFIC AU NIVEAU DE LA VILLE DE GUELMA

L'étude du trafic est une étape importante dans la mise au point d'un projet routier et consiste à caractériser les conditions de circulation des usagers de la route (volume, composition, conditions de circulation, saturation, origine et destination). Cette étude débute par le recueil des données. Ensuite, la deuxième étape consiste à gérer le trafic et modéliser l'écoulement des véhicules.

La ville de Guelma est traversée par plusieurs routes à savoir :

- des routes nationales : RN 20, RN 21, RN 80.
- des chemins de Wilaya : CW 122, CW123.



Figure 1 : Réseau routier de la ville de Guelma

Les données relatives à ces différentes routes sont synthétisées dans le tableau ci-dessous [1]. Ces données montrent l'importance du trafic qui traverse la ville de Guelma.

Routes	RN 20	RN 21	RN 80	CW 162	CW 123
Longueur (Km)	94	25	69	22	63
TMJA (v/j)	12700	15500	8200	-	-
% poids lourds (PL)	40	30	28	-	-

Tableau 1 : Données relatives au réseau routier de Guelma

3. CARREFOUR DE EMIR ABDELKADER (EX-GEREDON)

3.1. Présentation du carrefour

Par définition, un carrefour est un lieu d'intersections de deux ou plusieurs routes au même niveau. Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous allons proposer une solution pour faciliter la circulation au niveau du carrefour de Emir Abdelkader. Ce carrefour est le point de raccordement de trois branches en forme de Y comportant une branche secondaire avec un axe principale sous forme oblique. Il relie deux routes nationales ; la route N°20 et la route N°80.



Figure 2 : Vue en plan du carrefour Frères Rahabi

Ce carrefour est considéré comme carrefour externe sur la route qui mène à Souk Ahras. Il permet également de relier le centre-ville de Guelma aux quartiers périphériques de la cité Emir Abdel Kader.



Figure 3 : plan de la situation

3.2. Caractéristiques géométriques du carrefour

Les dimensions et la forme du carrefour sont présentées dans la figure ci-dessous. Nous remarquons que le carrefour est assez large avec une largeur de chaussée de 15m au milieu du rond-point. Il faut noter que la topographie au niveau de ce carrefour est assez plane.

Trafic routier au niveau du carrefour

Ce carrefour est considéré comme un poste de transit des différents types de trafic, que ce soit le :

- **trafic interne-interne** : représenté principalement par les échanges inter-citées de la ville de Guelma (Frères Rahabi et les différentes zones de la ville).
- **trafic interne-externe** de Guelma vers les communes limitrophes particulièrement venant de région de Souk-Ahras et vis-versa.
- **trafic externe-externe** représenté par les échanges intercommunaux de Guelma vers les autres wilayas (Annaba, Souk Ahras, Constantine, Skikda)

Des enquêtes réalisées par un bureau d'étude spécialisé [2] pour ce carrefour, ont fournies les résultats synthétisés dans la figure et le tableau ci-dessous.



UVP : unité des véhicules particulier)

Figure 5 : plan de circulation.

Etat matriciel du débit des véhicules en UVP [3]

Branche	A	B	C	D
A	240	4517	3109	420
B	6859	836	6075	2699
C	4405	4351	763	460
D	476	197	337	109

Tableau 2 : Résultats d'enquêtes du trafic

Remarque :

Il est à noter que le passage est difficile pour les piétons du côté de la branche B menant à souk Ahras (216 piétons enregistrés). Cette problématique est liée au flux important des véhicules et à la vitesse pratiquée à ce carrefour. La solution qui peut

être proposée dans ce cas est de séparer en hauteur les flux motorisés et piétons c-à-dire réalisé une passerelle piétonne sur la branche B.

6. SOLUTION PROPOSÉE POUR LE CARREFOUR

Le bon fonctionnement d'un réseau routier, dépend essentiellement de la performance des carrefours car ceux-ci présentent des lieux d'échanges et de conflits où la fluidité de la circulation et la sécurité du trafic sont indispensables.

Dans le carrefour de Emir Abdelkader, l'état matriciel présenté dans le tableau précédent montre qu'il y a un grand flux de véhicules venant de Souk-Ahras (branche B) et allant dans la direction de Constantine (Branche A) sur la RN 20 (6859 UVP). L'inverse est aussi valable c-à-dire de la branche A vers la branche B avec 4517 UVP ce qui montre que cet axe est très fréquenté par les véhicules.

Le même constat est valable pour l'itinéraire branche B (venant de Souk-Ahras) branche C (direction centre-ville de Guelma) avec 6075 UVP. Au niveau du rond-point, cet itinéraire coupe la route aux véhicules circulants dans le sens A vers B (axe très fréquenté) ce qui complique la circulation au niveau du carrefour et augmente de risque de collisions entre les véhicules. De même pour l'itinéraire branche C vers branche A avec 4405 UVP.

Enfin pour les véhicules venant des branches A et C et allant vers la branche D (entrée de la cité d'Emir Abdelkader) le risque de collision avec les véhicules venant de la branche B est aussi important car cette branche secondaire (D) est très mal positionnée dans le rond-point et le céder de passage n'est pas tout le temps respecter.

Compte tenu de tous ces contraintes et afin de résoudre le problème de la circulation au niveau de ce carrefour principal, nous proposons de réaliser un passage supérieur sous forme de pont qui relie les branche A et B sur la RN 20.

6.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement. Elles intègrent les données d'exploitation, en service et en construction.

a) 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. Ce tracé conditionne la forme en plan du pont à projeter, sa longueur et l'implantation des appuis dans la brèche.

Compte tenu de la géométrie du carrefour, la liaison entre les deux parties des branches A et B sur la RN 20 sera de forme circulaire c-à-dire que **notre pont aura la forme circulaire en plan**. Le tracé en plan de notre passage supérieur est présenté dans la figure ci-dessous.



Figure 6 : Vue en plan du passage supérieur

b) 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.

Notre pont va franchir deux fois la voie du rond-point (coté branche A et coté branche B), il convient que le tablier de ce pont respecte les données fonctionnelles relatives à cette voie à savoir le gabarit et la hauteur libre.

Par définition le gabarit caractérise la hauteur statique maximale d'un véhicule, chargement compris, dont le passage peut être accepté, dans les conditions normales de circulation, sous un ouvrage. Cette grandeur est associée au véhicule, nous avons choisi 4,8m. La hauteur libre qui représente la distance minimale entre tous points de la partie roulable de la voie franchie par le pont et de la sous face de l'ouvrage sera donc égale à 5,4m.

En se basant sur le tracé en plan défini précédemment et en respectant la hauteur libre sous l'ouvrage, nous avons fixé le niveau du profil en long c-à-dire la ligne rouge (cf. figure ci-dessous). Le pont aura donc une pente et une rampe de 3%, en partant de niveau 244 m en rive droite pour arriver à 238m en rive gauche. La longueur minimale de la brèche est environ 80m. La hauteur de la pile la plus grande est de 8,4 m ce qui est convenable.

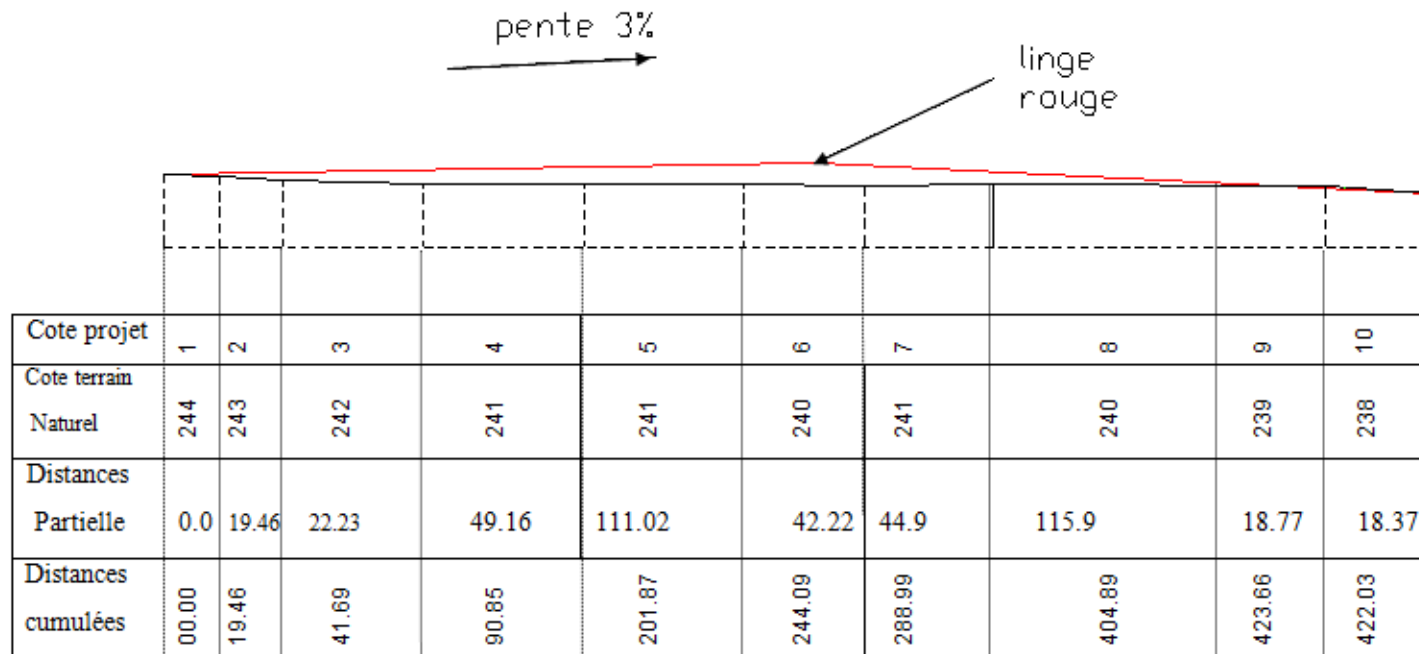


Figure 7 : profil en long du nouveau tracé en plan

c) Profil en travers sur ouvrage

La définition de détail du profil transversal de l'ouvrage doit intégrer les équipements du tablier :

- le choix du ou des dispositif(s) de retenue de chaque côté de l'ouvrage,
- la présence d'un trottoir ou d'un passage de service,
- le choix fait pour le recueil des eaux (caniveau fil d'eau et avaloirs ou recours à des corniches caniveaux),
- le type et le dessin de la corniche,
- la présence de certains équipements moins courants (écrans acoustiques, potences de signalisation, protections anti-chute d'objets, etc.) est déterminante pour finaliser la largeur du tablier, compte tenu de leur encombrement.

Pour notre pont, nous avons choisi de faire 2 voies de 3,5 m de large (sens bidirectionnelle) avec deux voies de service de 1,5m chacune (cf. figure ci-dessous).

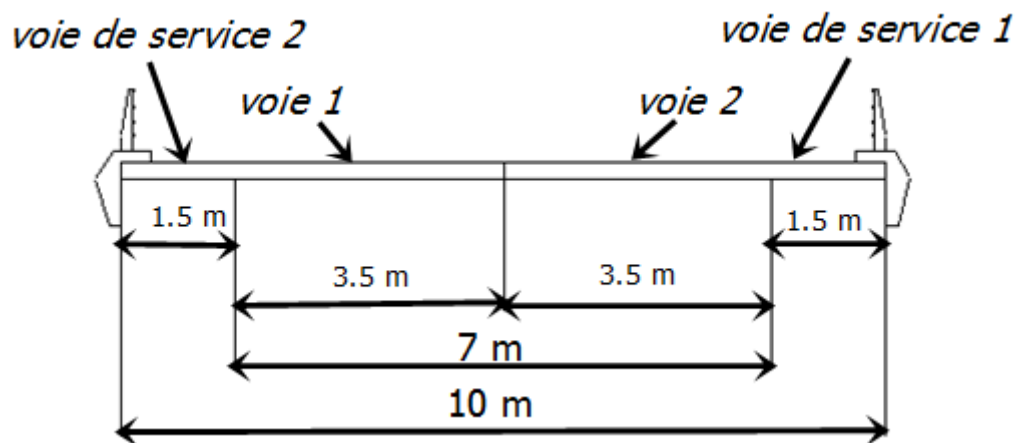


Figure 8: profil en travers sur l'ouvrage

6.2. Données naturelles et d'environnement

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques du terrain influant directement sur sa conception.

6.2.1. Données géotechniques

Une bonne connaissance des caractéristiques du terrain est indispensable dans un projet de construction d'un pont car elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et pour les fondations des appuis.

Les caractéristiques généralement nécessaires sont les suivantes :

- la position, l'épaisseur et l'homogénéité de toutes les couches de sols,
- la présence éventuelle d'accidents géologiques (karsts, vides de dissolution de gypses, ...),
- les paramètres de résistance (paramètres mécaniques) des sols,
- les paramètres rhéologiques des sols (tassements, déplacements latéraux),

- les niveaux de nappes, venues d'eaux, perméabilités du sol,
- autres paramètres liés à des contextes particuliers : les failles, zones d'instabilités (éboulis, affaissements,...), phénomènes d'affouillements et d'érosion, zone sismique (liquéfaction),...

En ce qui concerne le site de notre projet de fin d'étude (carrefour de la cité Emir Abdel Kader) et en absence de données géotechniques. Nous supposons que le terrain en place est de mauvaise qualité (cas le plus défavorable). Les caractéristiques proposées sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Nature du sol	Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P_L (bars)
Corps Chaussée $\gamma_{\text{moy}} = 20 \text{ KN/m}^3$	0	190	12,9
	1		
Argile légèrement sableuse	10	35	8.4
	20		
Substratum calcaire	21	350	30

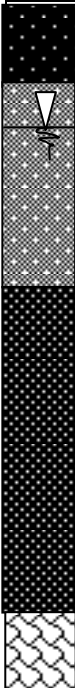


Tableau 3 : Données géotechniques du terra

6.2.2. Données climatiques et sismiques

La température, le vent, la neige, le gel-dégel,...sont des paramètres qui ont des répercussions sur la conception et le dimensionnement des ponts.

a) Actions thermique

Selon le règlement algérien [4] les variations de température uniforme sont entre 35°C et -15°C .

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement compris entre $+10^{\circ}$ et $+25^{\circ}$) et les températures extrêmes ci-dessus.

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale à $\pm 10^{\circ}\text{C}$ et la détermination des sollicitations

(efforts horizontaux sur les piles et culée) due à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux (béton, néoprène,...) et de sol.

Concernant le gradient thermique, il ya lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique verticale tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau suivante :

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type 1 (Tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (Tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

Tableau 4 : Gradient thermique

b) Action due au vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut

2,00KN /m² pour les ouvrages en service

1,25KN/m² pour les ouvrages en cours de construction

Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau des justifications

Toutefois, certaines dispositions particulières sont à prévoir pour :

Les ponts à piles hautes et minces qui sont très souvent plus sensibles au vent que les tabliers. Les phases d'exécution qui précèdent la continuité des tabliers, sont souvent les phases les plus défavorables,

Le vent développe une pression appliquée normalement à l'axe longitudinale sur toute surface de la structure.

Dans le cas général, pour le calcul des efforts liés au vent, il y a lieu de déterminer les surfaces soumises. La pression du vent en fonction du type de circulation et de la géométrie de l'ouvrage.

Dispositif de retenue sur la chaussée	Sur un coté	Sur les deux cotés
Garde-corps ajouré ou glissières	$d+30\text{cm}$	$d+60\text{cm}$
Garde-corps plein ou muret	$d+d_1$	$d+2d_1$
Garde-corps ajouré et glissières	$d+60\text{cm}$	$d+120\text{cm}$

Tableau 5 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent

Pour les tabliers d'épaisseur variable, d désigne l'épaisseur moyenne du tablier sur la longueur considérée. L'action du vent calculée sur cette base doit ensuite être répartie sur cette longueur conformément à la répartition réelle de l'épaisseur sur cette longueur.

Pour tenir compte des garde-corps au vent et sous le vent et des glissières de sécurité, on ajoute à la hauteur d de la surface les dimensions suivantes :

- 30cm pour chaque garde-corps et glissières de sécurité ajourées.
- La somme des hauteurs des garde-corps et glissières de sécurité s'ils présentent des parements continus.

Il convient également de prendre en compte, s'il y a lieu, les aires d'un écran anti-bruit (mais non de deux) par tablier.

Lorsque le pont compte des piles hautes et minces en élévation, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique développant des pressions verticales. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 1,00 KN/m² pour les ouvrages en service
- 0,65 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction

La surface frappée dans ce cas correspond à la projection horizontale du tablier.

c) Le séisme

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone 1 : sismicité faible.
- Zone 2 : sismicité moyenne II_a et II_b .
- Zone 3 : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone II_a .

6.2.3. Protection contre le bruit

En absence de réglementation Algérienne fixant le niveau maximal des nuisances sonores en zone urbaine, nous considérons que le bruit ne doit pas dépassé le seuil moyen fixé par la réglementation Européenne qui est égal à 65 dB(A).

Chapitre 02 :

Conception et prédimensionnement

Chapitre 2 : Conception et prédimensionnement

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va présenter le travail réalisé pour la conception de notre pont. D'après cette conception on va choisir la solution la plus économique et la plus avantageuse pour notre ouvrage.

Nous avons proposé trois variantes différentes qui sont :

Variante N°1 : Pont à poutre préfabriquées en béton précontraint

Variante N°2 : Pont dalle en béton armé

Variante N°3 : Pont en caisson ouvert mixtes acier-béton

Après le prédimensionnement de chaque variante, on va choisir la variante la plus avantageuse pour notre projet à l'issue de l'analyse multicritère qui fera l'objet du dimensionnement détaillé.

2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

La conception d'un pont est un long travail d'étude visant à concilier diverses contraintes dont l'importance et l'ordre prééminence varient selon les projets : données naturelles de franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts, délais ...

L'objectif ici est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Le critère principal permettant de choisir entre les différents types de ponts est la portée principale. Mais il est évident que d'autres critères interviennent dans le choix comme par exemple :

- Les conditions aux sites.
- La nature du terrain.
- Le profil en long.
- La position possible pour les appuis.
- Le gabarit à respecter.
- Portée de l'ouvrage.
- Délais de réalisation.
- Durée de l'utilisation.

2.1. Pont à poutres en béton précontraint par post-tension (variante N°1)

Le pont à poutres en préfabriquées en béton précontraint par post-tension est généralement économique pour des portées de longueur compris entre 30 et 50 m.

2.1.1. Avantages

- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien
- Possibilité de franchir des grandes portées
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration
- Bonne protection des armatures d'acier
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage
- le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique. [5]

2.1.2. Inconvénients

- Sensibilité au tassement différentiel des appuis.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication. [5]

2.1.3. Conception de l'ouvrage

On s'est basé sur le profil en long présenté dans le chapitre 1 (figure 7) pour proposer le profil longitudinal de notre pont. On a choisi des 6 travées indépendantes ; les 2 travées centrales de 35m de longueur et les 4 autres travées de 25m de longueur. La position de la 1^{ère} pile étant dans le cercle du rond-point.

A partir de la position de la première pile, on a positionné les autres appuis pour une longueur totale du pont de 170 m. il faut préciser que le pont est en courbe avec une rampe et une pente. Le profil en long de notre ouvrage est présenté dans la figure ci-après.

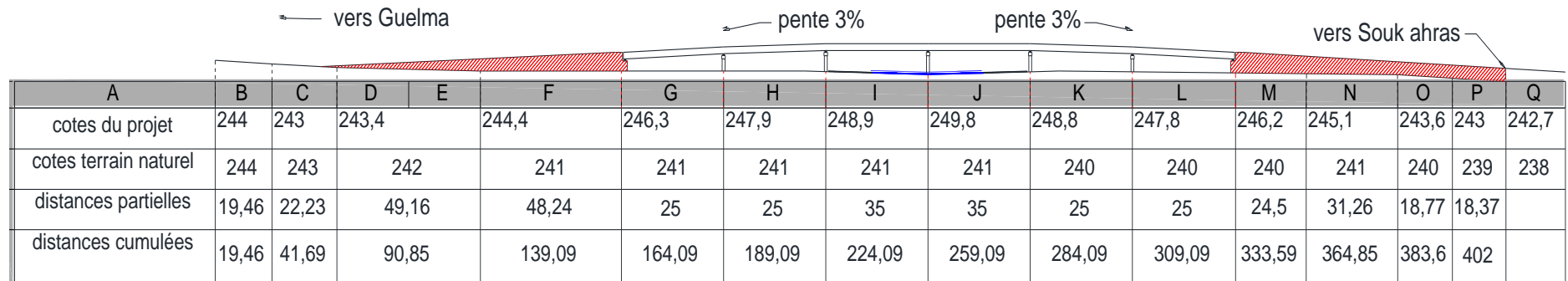
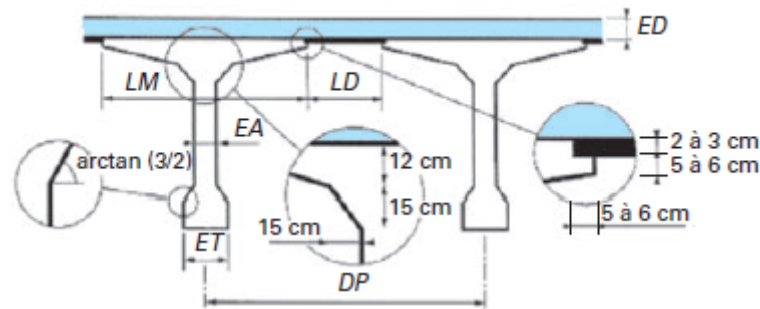


Figure 9 : Profil en long du pont à poutre en béton précontrain

2.1.4. Prédimensionnement des poutres

La figure suivante présente les règles utilisées pour le prédimensionnement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint :



DP distance entre poutres (2,50 à 3,50 m dans les cas usuels)
 LM largeur de membrure (1,80 à 2,80 m)
 LD largeur de dalle (60 à 100 cm)
 EA épaisseur d'âme (30 à 35 cm si coffrage bois, 21 à 24 cm si coffrage métallique)
 ET épaisseur du talon (60 à 90 cm)
 ED épaisseur de la dalle (18 à 20 cm)

Figure 10 : Dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint par post-tension

On donne ci-après, les caractéristiques approximatives de la poutre :

- **L'élancement des poutres**

L'élancement des poutres varie entre : $\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

On a $L = 35$ m alors $1.6 \leq h_t \leq 1.75$ m. On prend $h_t = 1.75$ m.

- **Largeur de la table de compression (LM)**

$1.80 \leq LM \leq 2.80 h_t$ On prend : $LM = 2m$.

- **Nombre de poutre (N)**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : est entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 7.50m

d : entraxe des poutres : $2,50 \leq d \leq 3,50$

On fixe l'espacement à $d = 2.50$ m.

$$N = \frac{7.50}{2.50} + 1 = 4$$

On prend : $N = 4$ poutres.

- **Epaisseur de table de compression (e)**

$e = 12\text{cm}$.

- **Epaisseur de talon (ET)**

$60 \leq ET \leq 90\text{cm}$ On prend : $ET = 60\text{ cm}$.

- **Epaisseur de l'âme**

$21 \leq EA \leq 24\text{ cm}$ On prend : $EA = 24\text{ cm}$.

Avec coffrage métallique.

- **Epaisseur de la dalle ED**

ED est donné par : $18 \leq ED \leq 20$

On fixe : $ED = 20\text{ cm}$.

- **Largeur de la dalette**

$60 \leq LD \leq 100\text{ cm}$ On prend : $LD = 66\text{cm}$.

- **Epaisseur de la dalette**

$2 \leq Ed \leq 3\text{ cm}$ on prend : $Ed = 3\text{cm}$. [5]

Donc on a :

$N : 4$	$h_t : 1.75\text{ m}$
$LM : 2\text{ m}$	$ET : 60\text{ cm}$
$EA : 24\text{ cm}$	$ED : 20\text{ cm}$
$LD : 66\text{ cm}$	$Ed : 3\text{ cm}$
$d : 2.5\text{ m}$	$e : 12\text{ cm}$

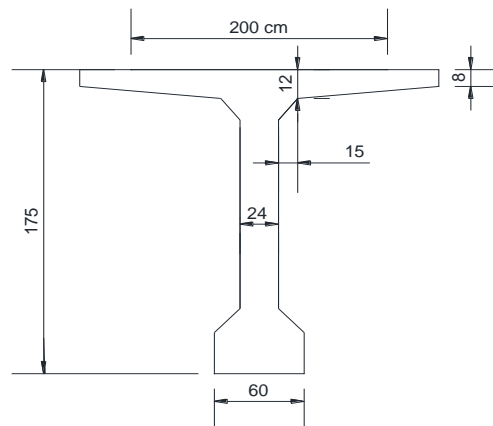


Figure 11 : Dimensions des poutres en BP

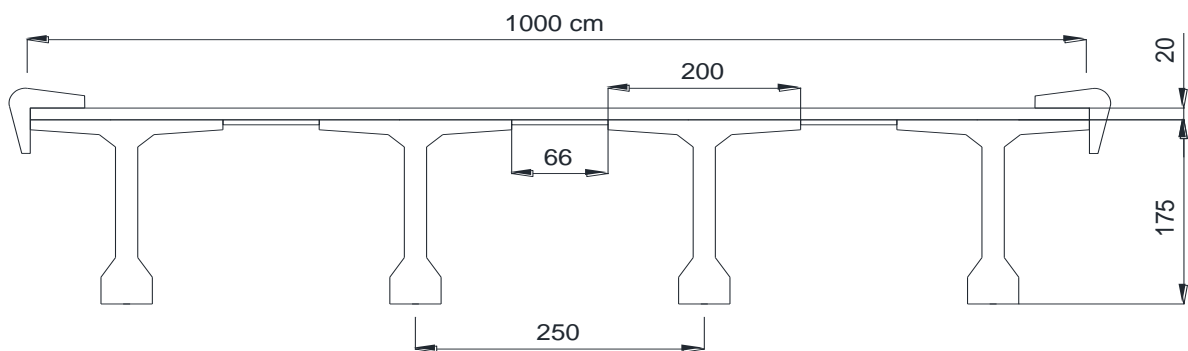


Figure 12 : Coupe transversale du tablier de pont à poutres en BP

2.2. Pont dalle en béton armé (variante N°2)

Les dalles élégies sont des dalles dont on réduit le poids propre en disposant à l'intérieur du coffrage, des buses longitudinales réalisées en matériaux divers (carton, fibrociment, béton comprimé, bois, polystyrène expansé, feuillard métallique).

Ces élégissements diminuent assez sensiblement les efforts de poids propre sans modifier notablement l'intensité de la section droite puisqu'on enlève de la matière dans la zone de la fibre moyenne.

Les dalles élégies permettent de franchir des portées déterminantes allant jusqu'à 25m en hauteur constante et jusqu'à 35 m avec inertie variable au voisinage des appuis intermédiaire.

2.2.1. Avantages

- Minceur et légèreté relatives.
- Liberté dans la conception des formes.
- Structure robuste et relativement souple.
- Construction simple.
- Sensibilité modérée aux tassements d'appui. [6]

2.2.2. Inconvénients

- La limitation du biais.
- L'extrados en toit. [6]

2.2.3. Conception de l'ouvrage

La même démarche utilisée précédemment pour le pont en BP par post-tension a été reconduite pour cet ouvrage. On a choisi des travées indépendantes de longueur identique de 35m pour les 2 travées centrales et de 25 m de longueur pour les 4 autres travées.

Le profil en long de notre ouvrage est présenté dans la figure ci-après :

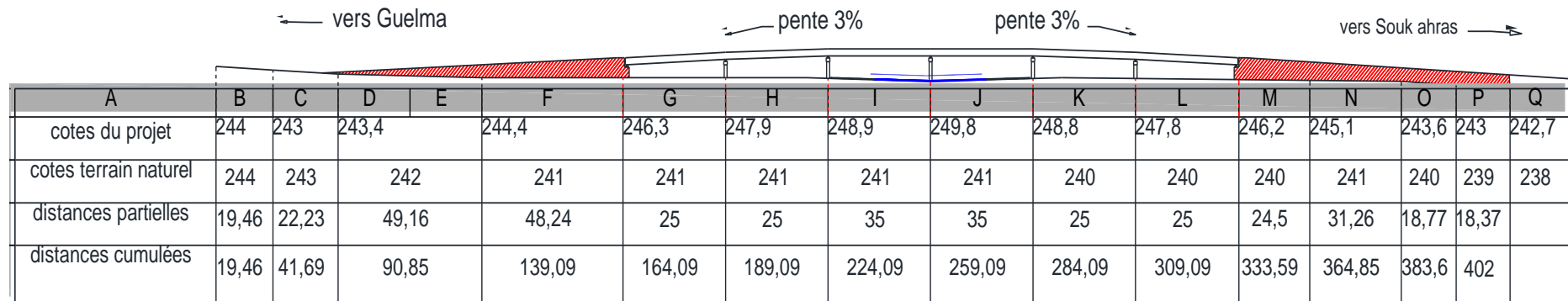


Figure 13 : Profil en long du pont en dalle béton armé

2.2.4. Dimensions de la dalle

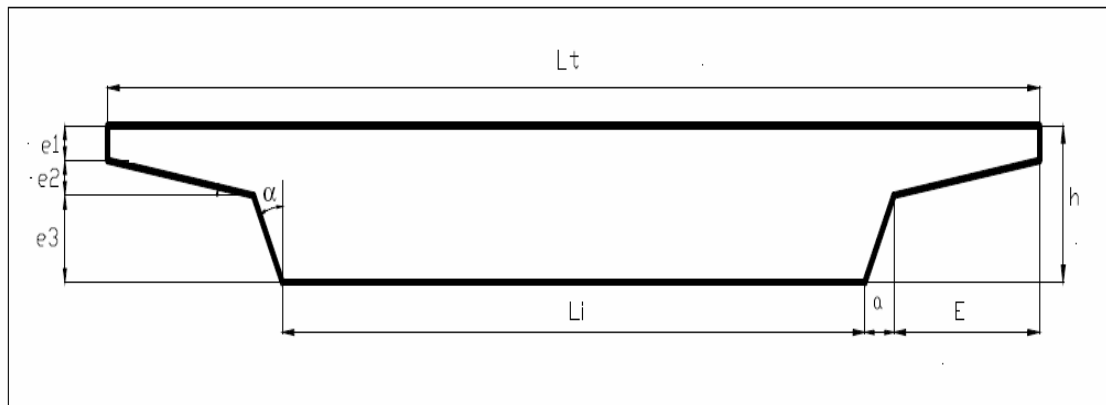


Figure 14 : Dimensionnement de pont dalle en BA

L_t : largeur totale = 10 m.

On prend $L=35m$: la longueur de la portée principale.

La hauteur de la dalle sur appuis est généralement comprise entre $\frac{l}{30}$ et $\frac{l}{18}$

$1.33 \leq h_p \leq 2.22$ on prend : $h_p = 1.5 m$.

La hauteur de la dalle à la clé est de $h_c = \frac{l}{42} = 0.95 m$.

Largeur de la nervure de l'intrados $L_i : L_i \leq 0.5$.

L_i : largeur de la nervure de l'intrados :

$$L_i \geq 0,5 L_t \quad L_i = 5m$$

On adopte un élancement de 1/23

La largeur de l'encorbellement donnée par :

$$E+a = \frac{L_t - L_i}{2} = 2.5 < \frac{L}{5} = 7 m.$$

On prend : $E = 2m$; $a = 0,5m$

Et :

$e_1 > 15cm$ on prend $e_1 = 20 cm$.

Par rapport à l'horizontal on a :

$$\alpha = \frac{1}{2} ; \quad \text{donc} \quad \frac{a}{e_3} = \frac{1}{2} \Rightarrow e_3 = 1 m.$$

$$e_2 = h - (e_1 + e_3) = 0,3 m. \quad [6]$$

Donc on a :

$L_t : 10 m$

$L_i : 5 m$

$h_p : 1.5 \text{ m}$ $h_c : 0.95 \text{ m}$
 $E : 2 \text{ m}$ $a : 0.5 \text{ m}$
 $e_1 : 20 \text{ cm}$ $e_2 : 30 \text{ cm}$ $e_3 : 1$

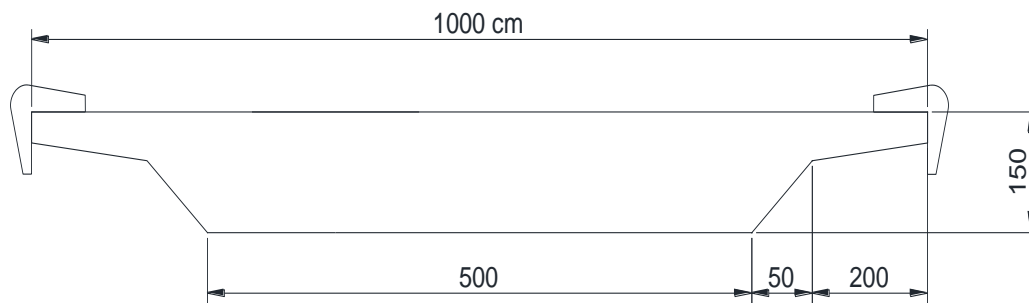


Figure 15 : Coupe transversale du pont en dalle en BA

2.3. Pont en caisson ouvert mixte acier-béton (variante N°3)

Les ponts en caisson mixtes ouverts sont composés d'une dalle en béton et d'une charpente métallique en U. ce type de pont est bien adapté pour construire un pont courbe. Ce type de pont offre la possibilité de franchir des portées importantes ce qui limite le nombre de travées à mettre en place.

2.3.1. Avantages

- Résistent très bien à la torsion étant des poutres tubulaires à parois minces. On retrouve notamment de la torsion dans les ponts courbes.
- Résistent bien à la corrosion.
- Une bonne esthétique, le caisson permet un large panel de fantaisies architecturales surtout en zone urbaine.
- Utiles pour les tabliers à grands élancements. [7]

2.3.2. Inconvénients

Parfois le coût est important car il y a plus d'acier et d'usinages. [7]

2.3.3. Conception de l'ouvrage

Pour notre projet, on a choisi un pont en caisson mixte acier-béton ouvert qui s'adapte le mieux avec des travées de longueur importante varie de 70m jusqu'à 120m.

En considération l'effet de balancement on a choisi un pont à 2 travées de longueur identique de 80 m avec une seule pile au centre du rond point ce qui donne un pont d'une longueur totale de 160 m.

Le profil longitudinal du pont est présenté dans la figure ci-après :

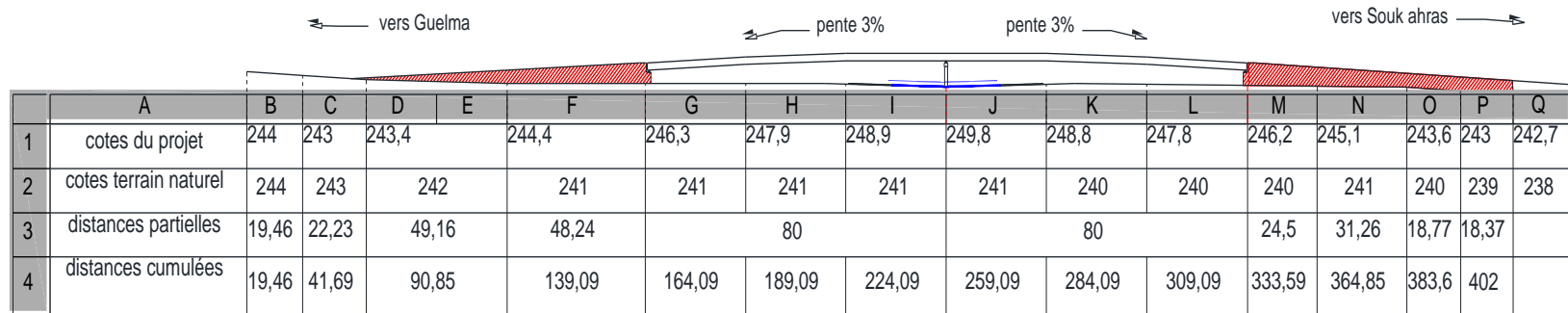


Figure 16 : Profil en long du pont en caisson mixte

Le tableau suivant résume la géométrie globale de l'ouvrage

Travée	Portée	Appuis	Abscisse (m)
Travée 01	80	Culée 01	0,00
Travée 02	80	Pile 01	80
		Culée 02	160
Longueur totale		160 m	
Inertie variable		NON	
Tête de pile constante		OUI	
Partie central constante		OUI	

Tableau 6 : Géométrie globale de l'ouvrage

2.4.4. Dimensions du caisson

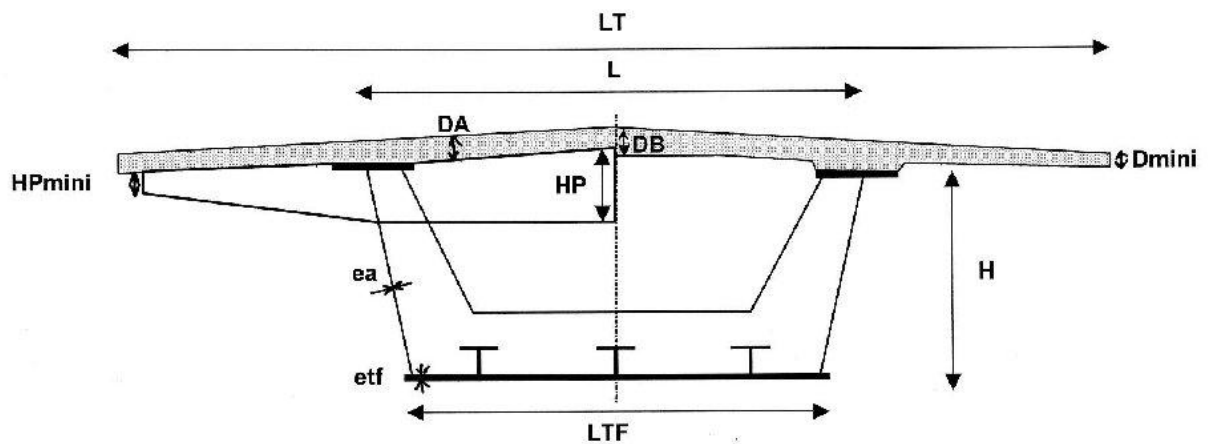


Figure 17 : Dimensionnement du pont caisson ouvert mixte

- Entraxe des âmes :

$$L \approx 0,5 \text{ à } 0,55 \text{ LT}$$

On prend : $L = 0,5 \text{ LT}$ (LT = 10 m).

$$L = 5 \text{ m.}$$

- L'inclinaison des âmes :

De 30 à 50% on prend 30%

Avec un angle de $\alpha = 16,70^\circ$

- Hauteur des âmes :

$$H/\text{Portée} = H/60 = \frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{40} \quad 1,5 \leq H \leq 2$$

On prend : $H = 2 \text{ m}$.

- Epaisseur des âmes :

$ea = 16 \text{ à } 35 \text{ mm}$ on prend $ea = 20 \text{ mm}$.

- Largeur de tôle de fond :

$LTF = \text{environ } 40 \% \text{ de } LT \text{ (maximum de } 5 \text{ m)}$

On prend $LTF = 40\% = 4 \text{ m}$.

- Epaisseur de la tôle de fond :

$etf = 25 \text{ à } 80 \text{ mm}$ on prend $etf = 30 \text{ mm}$. (En travée).

$etf = 80 \text{ mm}$. (Sur pile).

- Epaisseur de la dalle :

$Da = 0.13 + \frac{(LT-L)}{26}$ au droit des âmes.

$Da = 0.13 + \frac{(10-5)}{26}$ $Da = 32 \text{ cm}$.

$DB = 0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier.

$DB = 0.12 + \frac{5}{50} = 0.22$ $DB = 22 \text{ cm}$.

$D_{\text{mini}} = 22 \text{ mm}$.

- Les semelles supérieures

Idem que pour les ponts à poutres.

$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0.100$ pour un tablier à deux voies (notre cas).

$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0.200$ pour un tablier à quatre voies.

Tel que :

$B_{\text{inf}} = 0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}$ ($X = \text{portée} = 80 \text{ m}$).

$$= 0.25 + \frac{10}{40} + \frac{80}{125} = 1.14.$$

$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0.100$

$$= 1.14 - 0.100 = 1.04.$$

Bsup = 1.04m.

Avec une épaisseur de 20 mm.

es = 20 mm. [7]

Donc on a :

LT: 10000m

L: 5000m

H: 2000m.

LTF: 4000m

DB : 320mm

Da : 220 mm

etf : 30mm

ea : 20mm

B : 1040mm

es : 20mm

Dmini : 220mm

$\alpha = 16,70^\circ$

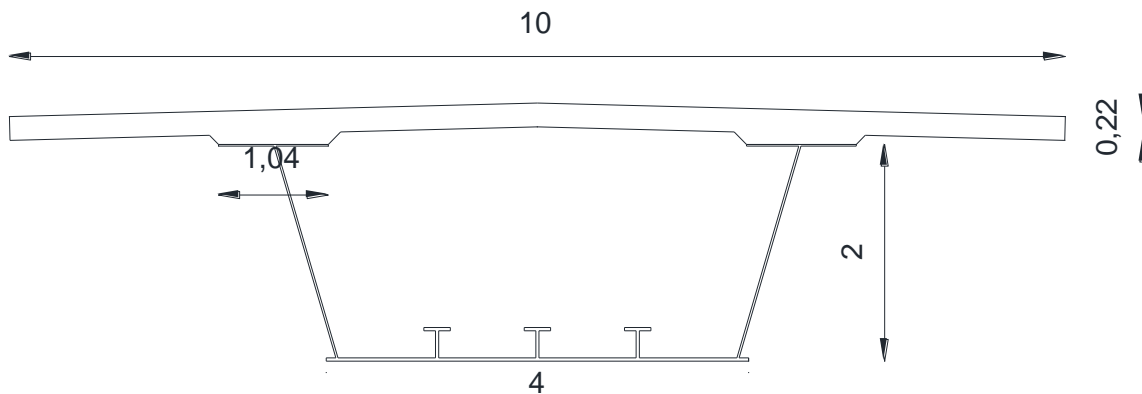


Figure 18 : Coupe transversale du caisson en travée

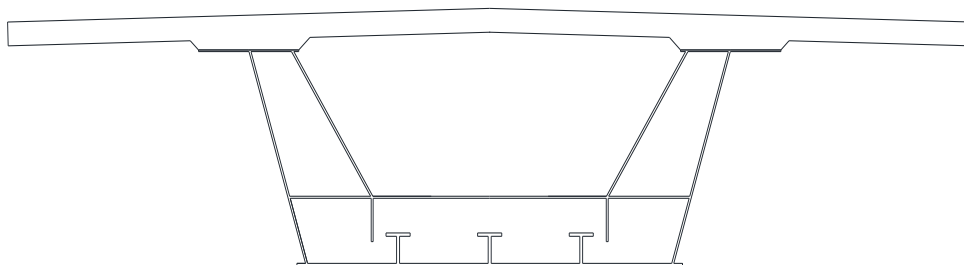


Figure 19 : Coupe transversale du caisson sur appuis

2.4. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE (ANALYSE MULTICRITÈRES)

L'analyse multicritères est une méthode de comparaison quantitative et qualitative de solutions pour un projet ouvrage d'art qui constitue une aide à la décision pour le choix d'une ou plusieurs solutions. Les résultats de cette comparaison sont présentés dans le tableau suivant :

Critères	Notations		
	Pont à poutre en béton précontraint	Pont dalle en béton armé	Pont en caisson ouvert mixte
Difficultés techniques de réalisation (/20)	15	10	10
Coût de réalisation (/20)	15	10	8
Qualité architecturale (/20)	10	10	15
Longévité (/15)	10	10	15
Maintenance (/15)	10	10	10
Impact sur l'environnement (/10)	5	5	10
Total (/100)	65	55	68

Tableau 7 : Analyse multicritères

D'après l'analyse multicritères, la variante N°3 semble la plus avantageuse pour notre projet (pont en caisson ouvert mixtes acier-béton). Cette variante sera donc retenue pour la suite de notre étude.

Chapitre 03 :

Calcul des charges

Chapitre 3 : Calcul des charges

1. INTRODUCTION

En premier lieu, on va présenter dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux utilisés pour notre pont en caisson. Ensuite la définition et le calcul des charges.

2. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

2.1. Le béton

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} . Le béton utilisé pour notre pont est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle strict. La masse volumique du béton armé $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$.

2.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le c35/45, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours est :

C35/45 : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour le béton du tablier et élévation des piles.

C35/45 : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ pour les culées et fondations de piles.

Pour un béton âgé de « j » jours on utilise la formule suivante:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} \times f_{c28}$$

2.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

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

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times (35) = 2.7 \text{ MPa}$ (pour tablier)

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times (30) = 2.4 \text{ MPa}$ (pour les appuis)

2.1.3. Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R

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

Le coefficient θ est fixé à :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

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

On trouve $f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \\ 17.00 \\ 25.86 \\ 22.17 \end{cases}$

d) Contrainte limite de service :

$$\sigma = \begin{cases} 0.6 f_{c28} & \text{en construction} \\ 0.5 f_{c28} & \text{en service} \end{cases}$$

e) Coefficient de poisson

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

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

Donc :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

f) Module de déformation longitudinale du béton E

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 h)

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

Module de déformation différée (longue durée)

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

g) Déformation transversale du béton

La déformation transversale du béton est donnée par la formule :

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

ν : coefficient de poisson.

2.2. Les aciers

2.2.1. L'acier de la dalle

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE40, avec une limite d'élasticité de 400MPa.

$$\text{Pour } e \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_e = 4200 \text{ kg/m}^3 \\ \sigma_e = 2800 \text{ kg/m}^3 \end{cases}$$

$$\text{Pour } e \geq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_e = 4000 \text{ kg/m}^3 \\ \sigma_e = 2670 \text{ kg/m}^3 \end{cases}$$

Le module d'élasticité de l'acier est de : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

2.2.2. L'acier du caisson

L'acier le plus courant utilisé pour la construction des ponts caisson mixte est le S355 avec les propriétés suivantes :

- Module d'élasticité : $E = 205000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : 0.3
- Masse volumique : $\gamma = 7800 \text{ Kg/m}^3$
- Résistance à la rupture à la traction : $R_r = 490 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité à la traction : $R_e = 355 \text{ MPa}$ [8]

3. CALCUL DES CHARGES

On va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter qui sont :

- Les charges permanentes.
- Les charges routières (selon règlement Algérien : Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes).
- Autres charges (vent, neige, température, ...)

3.1. Charges permanentes

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

3.1.1. Charges permanentes (CP)

Volume de la dalle :

$$V_d = 2.6 \text{ m}^3.$$

Volume de la charpente :

$$V_c = 0.2884 \text{ m}^3.$$

Volume de cadre :

$$V_{cc} = 0.194 \text{ m}^3.$$

Volume du diaphragme :

$$V_{cd} = \text{m}^3.$$

La masse volumique du béton armé : $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$.

La masse volumique de l'acier : $\gamma_c = 7.8 \text{ t/m}^3$

a) Le poids propre de la dalle

$$P_d = V_d \times \gamma_b$$

$$P_d = 2.6 \times 2.5$$

$$P_d = 6.5 \text{ t/ml.}$$

b) Le poids propre de la charpente

$$P_{ch} = V_c \times \gamma_c$$

$$P_{ch} = 0.2884 \times 7.8$$

$$P_{ch} = 2.24952 \text{ t.}$$

c) Le poids propre du cadre

$$P_{cc} = V_{cc} \times \gamma_c$$

$$P_{cc} = 0.194 \times 7.8$$

$$P_{cc} = 1.5132 \text{ t.}$$

d) Le poids propre du diaphragme

$$P_{cd} = V_{cd} \times \gamma_c$$

$$P_{cd} = 0.628444 \times 7.8$$

$$P_{cd} = 4.9 \text{ t.}$$

e) Poids propre total du pont

$$P_T = [(P_d + P_{ch}) \times 160] + (P_{cc} \times 29) + (P_{cd} \times 3)$$

$$P_T = [(6.5 + 2.24952) \times 160] + (1.5132 \times 29) + (4.9 \times 3)$$

$$P_T = 1458.506 \text{ t}$$

3.1.2. Charges permanentes complémentaires (CCP)

Elle contient le poids propre des éléments suivants :

- Revêtement.
- L'étanchéité.
- La corniche.
- Les gardes corps.

a) Revêtement:

On a un revêtement d'une épaisseur de 9 cm avec $\gamma_{BB} = 2.4 \text{ t/ml}$ sur la largeur de 10 m.

$$P_r = 0.09 \times 2.4 \times 10 \text{ m}$$

$$\text{Donc } P_r = 2.16 \text{ t/ml.}$$

b) La chape d'étanchéité

On a une couche de chape d'étanchéité d'une épaisseur de 1 cm avec $\gamma_{BB} = 2.4$ t/ml sur la largeur de 10 m.

$$P_e = 0.01 \times 2.4 \times 10 \text{ m}$$

$$P_e = 0.24 \text{ t/ml.}$$

$$P_r + P_e = 2.4 \text{ t/ml.}$$

c) La corniche

$$P_{cr} = S \times \gamma_B$$

$$P_{cr} = 0.186 \times 2 \times 2.5$$

$$P_{cr} = 0.93 \text{ t/ml.}$$

d) Les gardes corps

Selon le fascicule 61 titre II, le poids d'un gard corps est estimé à 0.1 t/ml avec une distribution sur les 2 cotés sur toute la longueur de l'ouvrage donc :

$$P_g = 0.2 \text{ t/ml.}$$

e) Le poids total de la CCP

$$P_{ccp} = P_r + P_e + P_{cr} + P_g$$

$$P_{ccp} = 3.53 \text{ t/ml.}$$

3.2. Surcharges routières

Le calcul de ces charges se fait selon le DTR Document Technique Règlementaire : **Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.**

- La charge routière de type : A(l).
- La charge routière de type : B {B_c, B_t, B_r} .
- Convoi militaire : M_{c120}.
- Convoi exceptionnel : D₂₄₀.

a) La largeur roulable (Lr)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordure. Dans notre cas : Lr = 9.4m

b) La largeur chargeable (Lc)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre cas : Lc = 8.4m.

c) La classe du pont

Les ponts routes sont rangés en 3 classes en fonction de la largeur roulable L_r et de leur destination.

Pont 1^{ère} classe

- Tous les ponts de largeur roulable $L_r \geq 7$ m.
- Tous les ponts de largeur roulable $L_r < 7$ m supportant des bretelles d'accès aux autoroutes.
- Tous les ponts de largeur roulable $L_r < 7$ m sur lesquels il risque d'y avoir accumulation de poids lourds.

Pont 2^{ème} classe

- Pont à 2 voies de largeur roulable : $5.50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$.

Pont 3^{ème} classe

Pont à 1 ou 2 voies de largeur roulable : $L_r \leq 5.50 \text{ m}$.

Dans notre cas $L_r = 9.4 \text{ m} > 7 \text{ m}$ donc le pont est de la **1^{ère} classe**. [4]

3.2.1. Charge routière type A(l)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec :

$$A(L) = \left[230 + \frac{36000}{L+12} \right]$$

a_1 : le coefficient de dégressivité transversale de la charge est déterminé en fonction de nombre des voies chargées et de classe du pont. Il est donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.7
2 ^{ème}	1	0.9	-	-	-
3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-	-

Tableau 8 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge $A(L)$

Donc $a_1 = 1$

- Nombre de voies n

$L_c = 8.4 \text{ m}$.

$$n = \frac{L_c}{3} = \frac{8.4}{3} = 2.8$$

$n = 2.8$ Donc $n = 2$ voies.

- La largeur d'une voie

$$V = \frac{Lc}{n} = \frac{8.4}{2} = 4.2 \text{ m.}$$

a_2 est calculé comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$$V_0 = 3.5 \text{ (pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

Classe du pont	Valeur de V_0
1 ^{ère} classe	3,5
2 ^{ème} classe	3,0
3 ^{ème} classe	2,75

Tableau 9 : Valeurs de V_0

$$a_2 = \frac{3.5}{4.2}$$

$$\text{Donc } a_2 = \mathbf{0.83}$$

a) Cas de charge A(l)

Pour déterminer le cas le plus défavorable nous devons étudier les 3 cas de chargement possible, et quand notre pont est de 2 travées de même longueur donc les cas seront limités au 2 cas :

1^{er} cas : une portée chargée $L = 80 \text{ m}$

$$A(L) = \left[230 + \frac{36000}{L+12} \right] \quad [4]$$

$$A(80) = \left[230 + \frac{36000}{80+12} \right] = 0.621 \text{ t/m}^2.$$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A_2 = 1 \times 0.83 \times 0.621$$

$$A_2 = 0.515 \text{ t/m}^2.$$

- Pour une voie chargée

$$A(l)_1 = A_2 \times Lc = 0.515 \times 4.2$$

$$A(l)_1 = 2.16 \text{ t/ml.}$$

- Pour deux voies chargées :

$$A(l)_2 = A_2 \times Lc = 0.515 \times 8.4$$

$$A(l)_2 = 4.326 \text{ t/ml.}$$

2^{ème} cas : deux portées chargées $L = 160 \text{ m}$

$$A(L) = \left[230 + \frac{36000}{L+12} \right]$$

$$A(160) = \left[230 + \frac{36000}{160+12} \right] = 0.439 \text{ t/m}^2.$$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A_2 = 1 \times 0.83 \times 0.439$$

$$A_2 = 0.364 \text{ t/m}^2.$$

- Pour une voie chargée

$$A(l)_1 = A_2 \times Lc = 0.364 \times 4.2$$

$$A(l)_1 = 1.53 \text{ t/ml.}$$

Pour deux voies chargées :

$$A(l)_2 = A_2 \times Lc = 0.364 \times 8.4$$

$$A(l)_2 = 3.06 \text{ t/ml. [4]}$$

L'étude de tous les cas selon les lignes d'influence pour les sections retenues (appuis ou travées) est présentée dans le tableau suivant :

	L(m)	A(l) (t/m ²)	a ₁	a ₂	A ₂	Une voie chargée		Deux voies chargées	
						Lc (m)	A(l) ₁	Lc (m)	A(l) ₂
1 ^{er} cas	80	0,621304	1	0.83	0,515682	4.2	2,166	8.4	4,326
2 ^{ème} cas	160	0,439302	1	0.83	0,364620	4.2	1,53	8.4	3,06

Tableau 10 : Résultats de Calcul de la charge A(L)

3.2.2. Système de charge B

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont :

- Le système Bc se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (16 t).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

Les systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

a) Système Bc:

- Le système Bc d'un ensemble de deux camions types de 30 t chacun,
- Le nombre maximal de files (transversalement) que l'on peut disposer ne dépasse pas celui du nombre de voies définies c'est -à-dire qu'on ne doit pas disposer plus de files que de voies même si cela est géométriquement possible,
- On place toujours ces files dans la situation la plus défavorable,
- Chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.5m de largeur,
- Les diverses bandes peuvent être contigües ou séparées. [4]

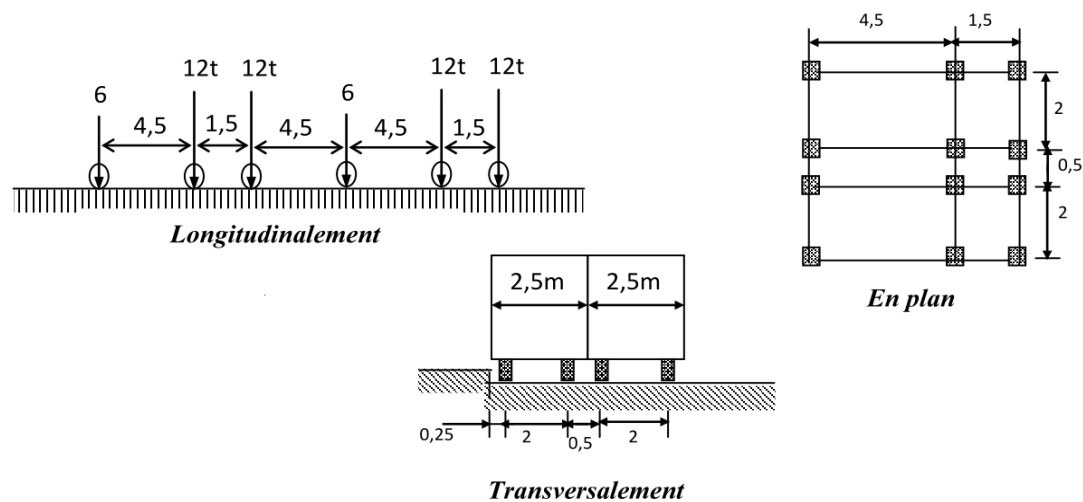


Figure 20 : Système de charge Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prise en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 ^{ème}	1	1	-	-	-
	3 ^{ème}	1	0,8	-	-	-

Tableau 11 : Valeurs du coefficient b_c

Les charges de système B c'est-à-dire « B_c, B_t, B_r » sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique pour le calcul de chaque élément de l'ouvrage. Ce coefficient est noté « δ » et déterminé par la formule :

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

L : La longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale.

1er cas : Une travée chargée (L = 80 m)

- Une voie chargée : (b_c = 1.2)

$$G = 729.253 \text{ t.}$$

S = surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c

$$S = n_{\text{camion}} \times P \times b_c \quad (\text{camion de 30 t})$$

$$S_1 = 2 \times 30 \times 1.2$$

$$S_1 = 72 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 80} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{729.253}{72}}$$

$$\delta_1 = 1.038$$

- Deux voies chargées : ($b_c = 1.1$)

$$S_2 = 4 \times 30 \times 1.1$$

$$S_2 = 132 \text{ t.}$$

$$\delta_2 = 1.049$$

2ème cas : deux travées chargées ($L = 160 \text{ m}$)

- Une voie chargée : ($b_c = 1.2$)

$$G = 1458.506 \text{ t.}$$

S = surcharge Bc maximale multipliée au préalable par b_c

$$S = n_{\text{camion}} \times P \times b_c \quad (\text{camion de } 30 \text{ t})$$

$$S_1 = 2 \times 30 \times 1.2$$

$$S_1 = 72 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 160} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1458.506}{72}} \quad [4]$$

$$\delta_1 = 1.019$$

- Deux voies chargées : ($b_c = 1.1$)

$$S_2 = 4 \times 30 \times 1.1$$

$$S_2 = 132 \text{ t.}$$

$$\delta_2 = 1.025$$

Les 2 cas sont présentés dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	b_{c1}	b_{c2}	$S_1(t)$	$S_2(t)$	δ_1	δ_2	$B_{c1}(t)$	$B_{c2}(t)$
1 ^{er} cas	80	729.253	1.2	1.1	72	132	1,037982	1,049505	74,73	138,53
2 ^{ème} cas	160	1458.506	1.2	1.1	72	132	1,019435	1,025396	73,40	135,35

Tableau 12 : Résultats du calcul de la charge Bc

b) Système Bt

- Le système Bt est composé de deux essieux de 16 t chacun (tandem).
- Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.
- Pour les ponts à une seule voie un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent

être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- En fonction de la classe du pont les valeurs des charges de système Bt prises en compte sont multipliées par le coefficient b_t suivant :

Classe du pont	1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe
b_t	1.2	1

Tableau 13 : Valeurs du coefficient b_t

Note : lorsqu'il s'agit d'un pont de la 3^{ème} classe le coefficient b_t n'a pas de valeur.

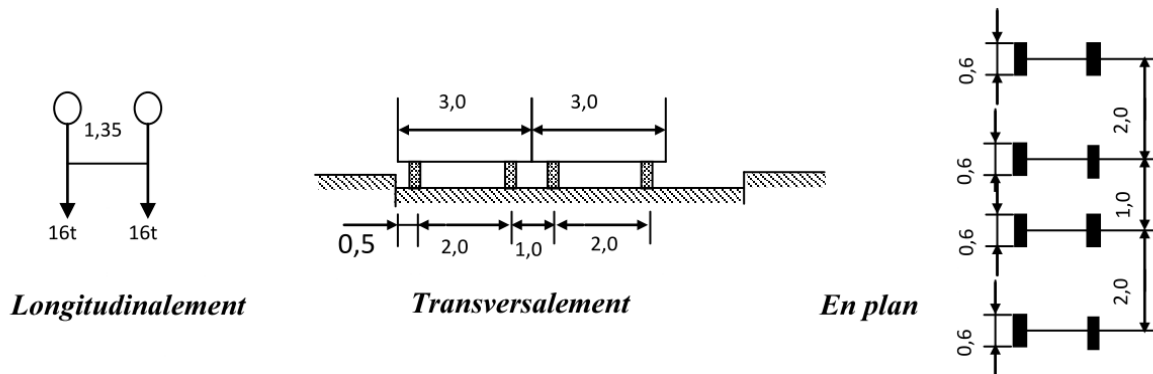


Figure 21 : Schéma représentant le système Bt

Les surcharges du système Bt sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ .

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

1er cas : une travée chargée ($L = 80$ m).

Une voie chargée ($b_t = 1.2$)

$L = 80$ m

$G = 729.253$ t

$S = n_{\text{Tandem}} \times P \times b_t$ (Tandem de 32 t)

$S_1 = 1 \times 32 \times 1.2$

$S_1 = 38.4$ t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 80} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{729.253}{38.4}} \quad [4]$$

$\delta_1 = 1,03132528$

- Deux voies chargées : ($b_t = 1.2$)

$S_2 = 2 \times 32 \times 1.2$

$S_2 = 76.8$ t

$\delta_2 = 1,03892116$

2ème cas : deux travées chargées (L = 160 m).

- Une voie chargée ($b_t = 1.2$)

$$L = 160 \text{ m}$$

$$G = 1458.506 \text{ t}$$

$$S = n_{\text{Tandem}} \times P \times b_t \quad (\text{Tandem de } 32 \text{ t})$$

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1.2$$

$$S_1 = 38.4 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 160} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1458.506}{38.4}}$$

$$\delta_1 = 1,01604463$$

- Deux voies chargées : ($b_t = 1.2$)

$$S_2 = 2 \times 32 \times 1.2$$

$$S_2 = 76.8 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1,01991708$$

Les 2 cas sont présentés dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	b_t	$S_1(t)$	$S_2(t)$	δ_1	δ_2	$B_{t1}(t)$	$B_{t2}(t)$
1 ^{er} cas	80	729.253	1.2	38.4	76.8	1,031325	1,038921	39,60	79,79
2 ^{ème} cas	160	1458.253	1.2	38.4	76.8	1,016044	1,019917	39,02	78,33

Tableau 14 : Résultats de calcul de la charge Bt

c) Système Br:

Le système Br est composé d'une roue isolé de 10 t.

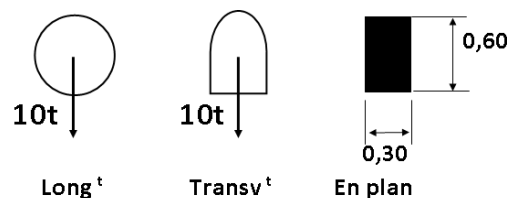


Figure 22 : Le système de charge Br

- En plan le rectangle de d'impact de la roue est disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.
- Ce rectangle peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.
- Les surcharges du système b_r sont multipliées par coefficient de majoration δ

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

1er cas : une travée chargée (L = 80 m)

$L = 80 \text{ m.}$

$G = 729.253 \text{ t.}$

$S = 10 \text{ t.}$

$\delta = 1,02557928$

2ème cas : deux travées chargées ($L = 160 \text{ m}$)

$L = 160 \text{ m.}$

$G = 1458.506 \text{ t.}$

$S = 10 \text{ t.}$

$\delta = 1,0131479$

	L(m)	G(t)	S	Δ	Br(t)
1 ^{er} cas	80	729.253	10	1,025579	10,255792
2 ^{ème} cas	160	1458.506	10	1,013147	10,131479

Tableau : résultat de calcul de Br.

3.2.3. Surcharge militaire M_{c120}

- Un véhicule type du système M_{c120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :
 - Masse totale : 110 t.
 - Longueur d'une chenille : 6,10 m.
 - Largeur d'une chenille : 1 m.
 - Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.
- Les véhicules M_{c120} peuvent circuler en convois, la distance entre axes des impacts sur la chaussée de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 36,60 m pour le système M_{c120}
- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.[9]

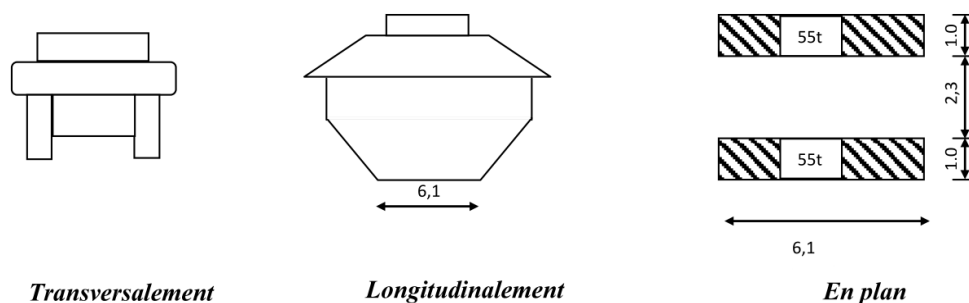


Figure 23 : Schéma représentant le système de charge M_{c120}

1er cas : une travée chargée ($L = 80 \text{ m}$)

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

$$L = 80 \text{ m.}$$

$$G = 729.253 \text{ t}$$

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\delta_1 = 1,04533309$$

2ème cas : deux travées chargées (L = 160 m)

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

$$L = 160 \text{ m.}$$

$$G = 1458.506 \text{ t}$$

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1,0232248$$

Les 2 cas sont présentés dans le tableau suivant :

	L (m)	G (t/ml)	G (t)	S	Δ	$M_{c120}(t)$
1 ^{er} cas	80	9.115	729.253	110	1,04533309	114,98664
2 ^{ème} cas	160	9.115	1458.506	110	1,0232248	112,554728

Tableau 15 : Résultats de calcul de la charge Mc120

3.2.4. Convoi type D240

Le convoi type D₂₄₀ comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 24 tonne de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m. de large et de 18.60 m de long . [4]

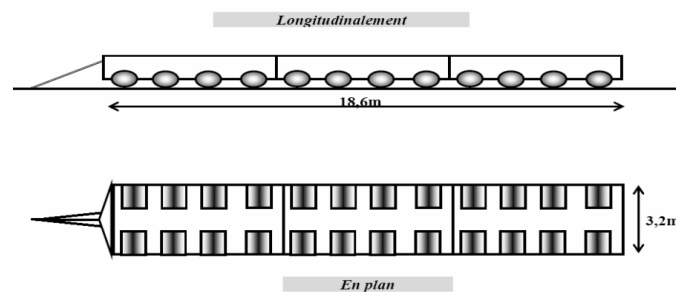


Figure 24 : Convoi type D240

	Largeur	Charge(t)	Charge(t/ml)
D240	18.6	240	12.90

Tableau 16 : Résultats de calcul de la charge D240

3.3. Autres charges

3.3.1. Efforts de freinage

Les systèmes de charges « A » et « Bc » sont susceptibles de développer de forces de freinage « F_A » et « F_{Bc} » :

a) Effort de freinage correspond à la charge « A » :

$$F_A = \left[\frac{S}{20 + 0.0035 \times S} \right] \times A \quad [4]$$

A (l) : chargement [A (l)₂ = 0,364 t/ml]

S : surface chargé par m² (S = 80 × 8,4 = 672 m²)

$$F_A = \left[\frac{S}{20 + 0.0035 \times S} \right] \times A (l)$$

$$F_A = \left[\frac{672}{20 + 0.0035 \times 672} \right] \times 0,364$$

$$F_A = 10.9 \text{ t}$$

b) Effort de freinage correspond à la charge « Bc » :

$$F_{Bc} = 30 \text{ t}$$

Chaque essieux d'un camion du système « Bc » peut développer un effort de freinage égal à son poids. Quelque soit le nombre de camion « Bc » que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t. Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée. [4]

3.3.2. Forces centrifuges

Les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système « Bc » pour les ponts où la chaussée est en courbe de rayon « R ». tous les camions du système « Bc » disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer ces forces centrifuges.

- Lorsque $R \leq 400 \text{ m}$ $F_c = \left[\frac{R+150}{6.R+350} \right] \times Bc$

- Lorsque $R > 400 \text{ m}$ $F_A = \left[\frac{80}{R} \right] \times Bc$

Notre ouvrage est de rayon de 245m < 400m.

- Les effets de forces centrifuges ainsi évaluées sont à cumuler avec les effets résultant du poids de la surcharge « Bc ».
- Les effets de forces centrifuges ne sont pas cumulés avec ceux des efforts de freinage. [9]

$$F_c = \left[\frac{245+150}{6 \times 245 + 350} \right] \times 30$$

$$F_c = 6.51 \text{ t}$$

3.4. Combinaisons des charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Les Actions	Etat Limite Ultime	Etat Limite de Service
Charges Permanents G	1,35	1
Surcharges A(l)	1,6	1,2
Surcharges B _c	1,6	1,2
Surcharges B _t	1,6	1,2
Surcharges B _r	1,6	1,2
Convois M _{c120}	1,35	1
Convoi D ₂₄₀	1,35	1
Surcharges Trottoir T _r	1,6	1,2
Action de Vent W	1,6	0
Température H	0	0,6

Tableau 17 : Coefficients de majoration pour les cas de chargements

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul les plus agressives seront étudiées. [4]

- Pour l'Etat limite ultime (**E.L.U**)
 - 1,35 G + 1,6 (A(l) + T_r)
 - 1,35 G + 1,6 (B_c + T_r)
 - 1,35 G + 1,6 (B_t + T_r)
 - 1,35 G + 1,6 (B_r + T_r)
 - 1,35 G + 1,35 M_{c120}
 - 1,35 G + 1,35 D₂₄₀
- Pour l'Etat limite de service (**E.L.S**)
 - G + 1,2 (A(l) + T_r)
 - G + 1,2 (B_c + T_r)
 - G + 1,2 (B_t + T_r)
 - G + 1,2 (B_r + T_r)
 - G + M_{c120}
 - G + D₂₄₀

Chapitre 04 :

Modélisation de l'ouvrage

Chapitre 4 : Modélisation de l'ouvrage

1. INTRODUCTION

Le logiciel « CSi Bridge version 2014 » permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.)

La modélisation se fait en plusieurs étapes, ces étapes sont détaillées ci-dessous.

2. CRÉATION D'UN NOUVEAU MODÈLE

Pour commencer un nouveau Modèle, on doit sélectionner « l'Orb » puis « New ».

Par la suite, on choisit le système d'unités « KN.m.C » et on sélectionne « **Blank Template** ».

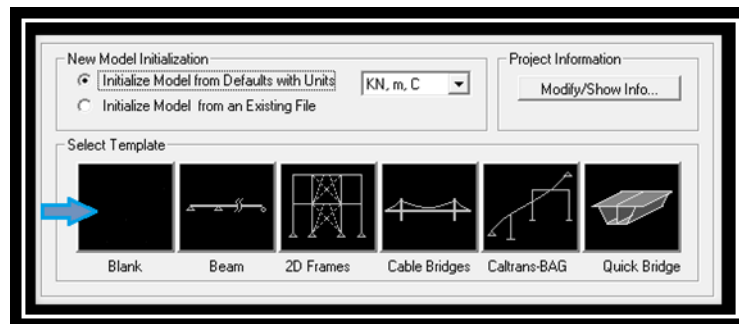


Figure 25 : Création d'un nouveau modèle

3. DÉFINITION DE LA GÉOMÉTRIE DU MODÈLE

On commence la procédure par la définition de la ligne de disposition sous l'onglet « **Layout** ».

On sélectionne « **New** » puis on spécifie la station de démarrage à **0 m** et une station d'arrivée à **160 m** (longueur du pont).

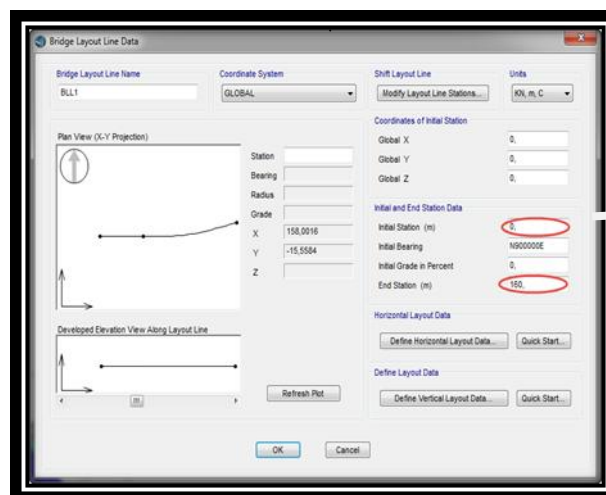


Figure 26. Définition de la ligne de disposition

Une fois la ligne de disposition définie, l'étape suivante consiste à définir les voies de roulement « **Lanes** » sous le même onglet « **Layout** » en utilisant la commande « **New Lane** ».

Comme notre modèle a été généré d'une ligne de disposition, on va donc utiliser la même ligne de disposition pour la définition des voies.

- La première voie sera décalée de 0,75m par rapport à la ligne de disposition avec une largeur de 3,5 m.
- La seconde voie sera décalée de 3 m par rapport à la ligne de disposition avec une largeur de 3,5 m.

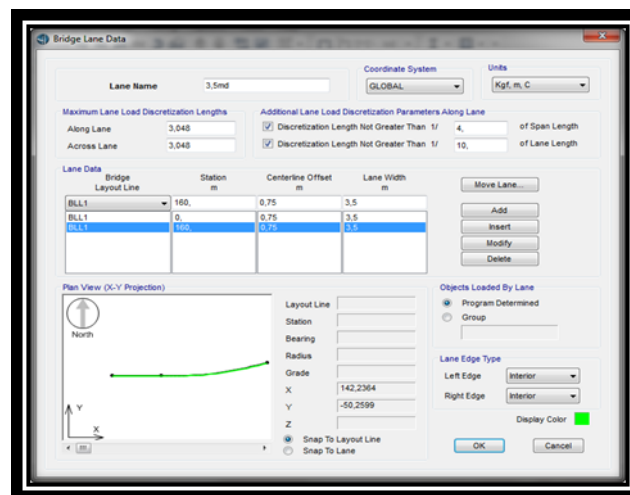


Figure 27: Géométrie de la nouvelle voie

Pour l'application des différentes charges de roulement, on a créé plusieurs voies de circulation comme indiqué dans la fenêtre ci-dessous.

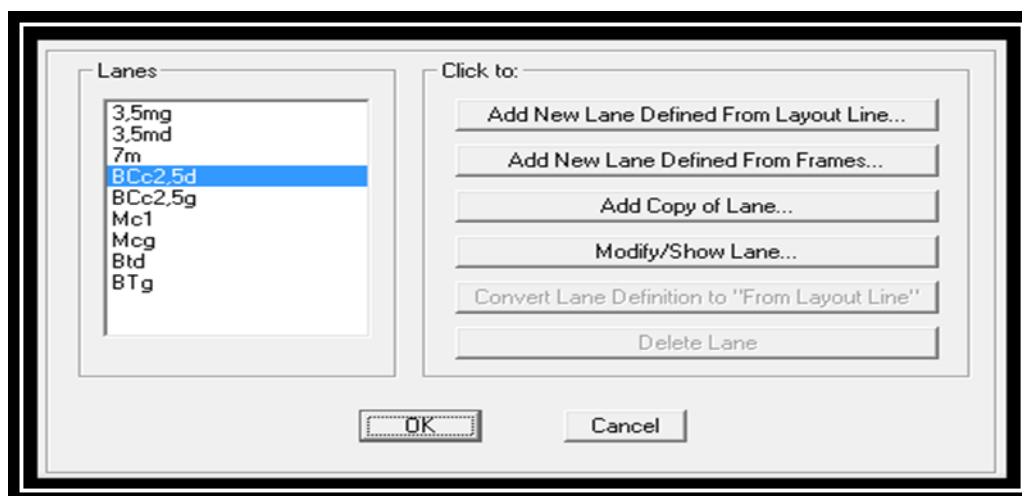


Figure 28 : Les voies de circulation

4. SPÉCIFICATION DES PROPRIÉTÉS DES ÉLÉMENTS

Après avoir défini la géométrie des éléments, on se dirige vers l'onglet « **Components** » qui est organisé en 3 sections : « **Properties, Superstructure et Substructure** ».

4.1. Panneau Properties

a) Propriétés des matériaux

Pour choisir le type de béton, il faut sélectionner « **Type** » puis « **Materials** » après « **New** » et choisir le type de béton **C35/45**.

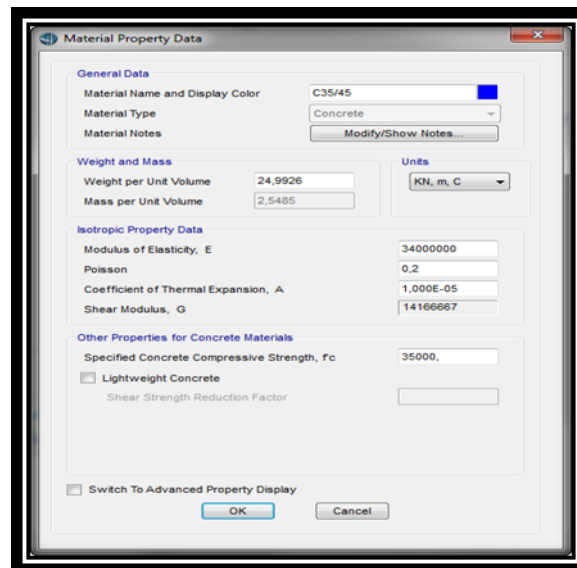


Figure 29: Caractéristique du nouveau matériau

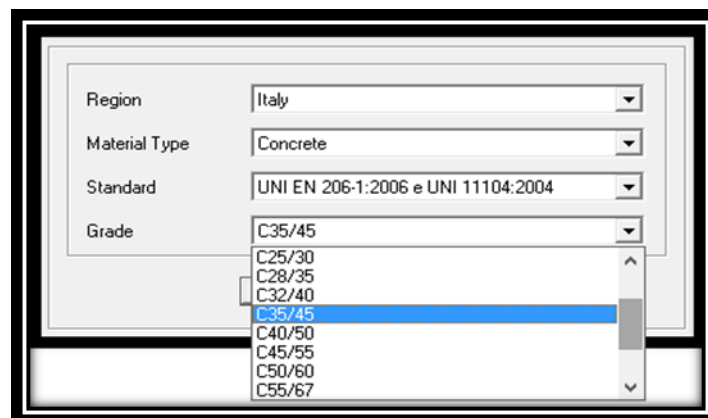


Figure 30: Le béton 35

b) Propriétés des Sections

Pour créer des sections pour les culées et les piles (fût + chevron) on clique sur « **Type** » puis « **Frames** » puis « **New** ». Ensuite on choisit « **Concrete** » puis « **Rectangular** » (pour les culées) et « **Circular** » pour les fûts. Enfin, on choisit le

type de matériaux à utiliser et la profondeur et la largeur pour les sections rectangulaires et les diamètres pour les sections circulaires.

La section rectangulaire : Culée $\times 1 \text{ m}^2$.

La section circulaire : Fûts des piles : 2m de diamètre.

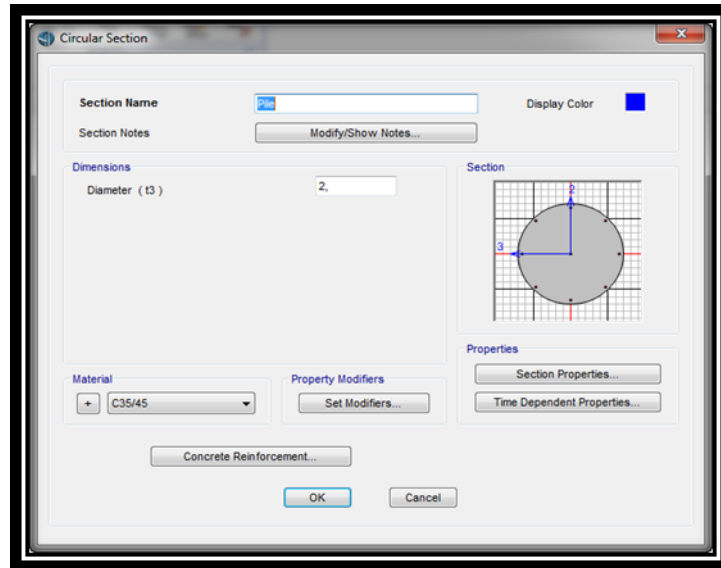


Figure 31: Définition du fut de pont

4.2. Panneau Superstructure

On commence par la section du tablier (**Deck Section**).

a) Section de tablier :

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

Section du tablier: bridge-- deck section--- /Add New sections.

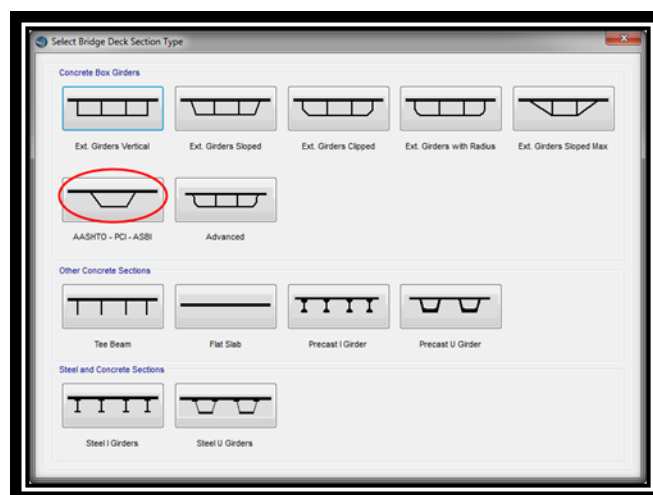


Figure 32: Choix du type de tablier

Ensuite on remplit le tableau des dimensions du caisson (hauteur constante).

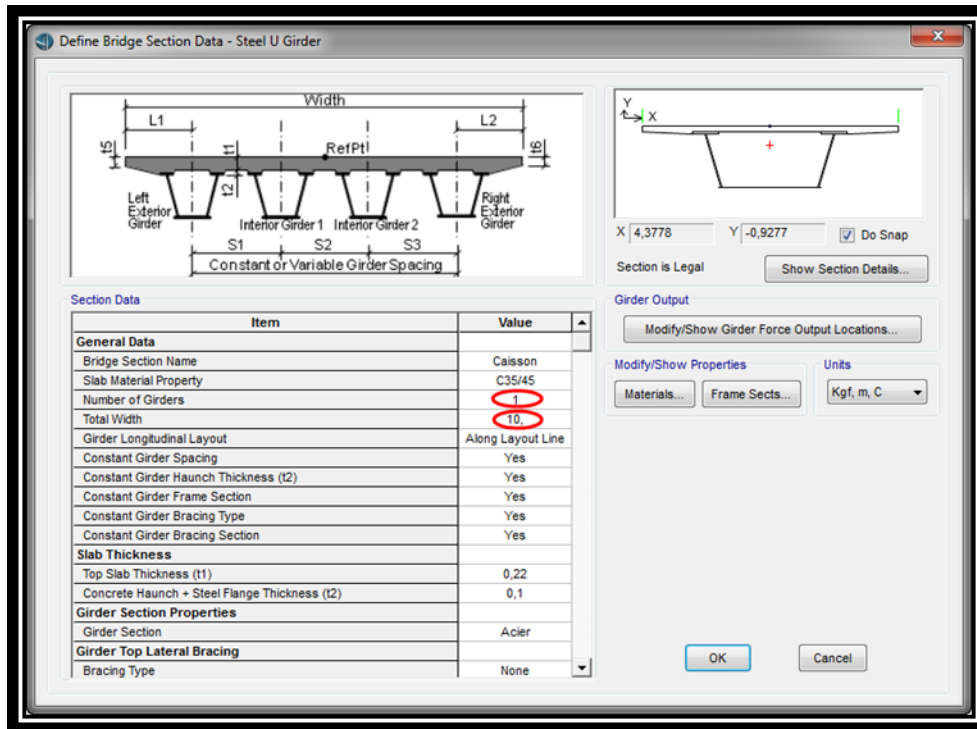


Figure 33: Dimension de caisson

b) Diaphragmes verticaux :

Une fois la section du voussoir définie, on introduit les diaphragmes qui seront placés aux deux extrémités du tablier du pont.

Item → Diaphragms → New Diaphragm → prendre Diaphragm thickness = 1

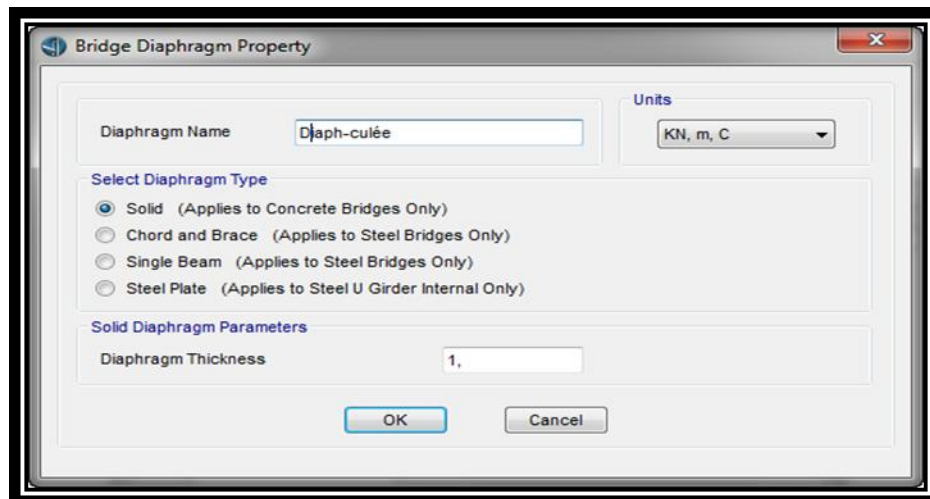


Figure 34. Création de diaphragme de culée

4.3. Panneau Substructure

a) Appareil d'appuis

Au niveau des culées, les appareils d'appuis permettent uniquement la translation dans le sens de la ligne de disposition, la translation dans les deux autres directions étant bloquée.

Item → Bearings → New Bearing → Release Type for U3 = Free

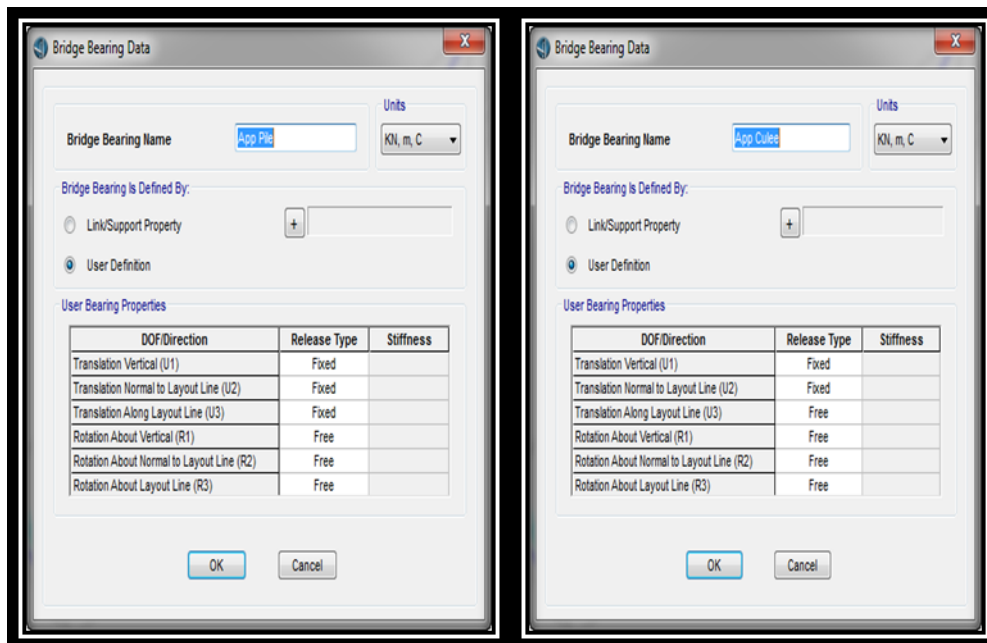


Figure 35 : Conditions aux limites (appuis)

Au niveau des piles, les appareils d'appuis ne permettent pas la translation dans aucun sens.

b) Les Culées

Les deux culées supportent le tablier au moyen de l'hourdis inferieur seulement. Le tablier sera continu et reposera sur la section des culées (définie précédemment) d'une longueur de 10m.

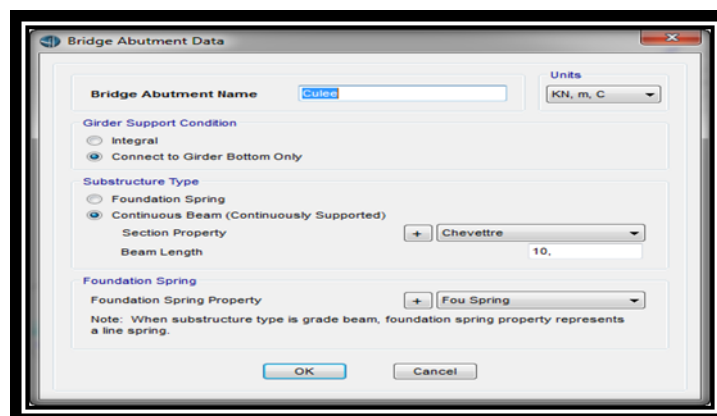


Figure 36: Creation de culee

c) Les piles

Le tablier sera continu et reposera sur 1 fût circulaire de 1 m de diamètre.

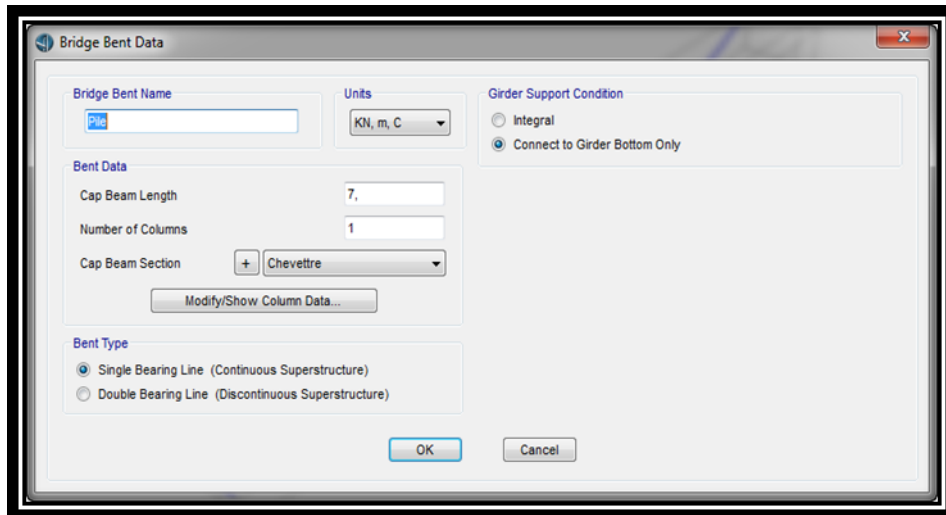


Figure 37:Création de pile

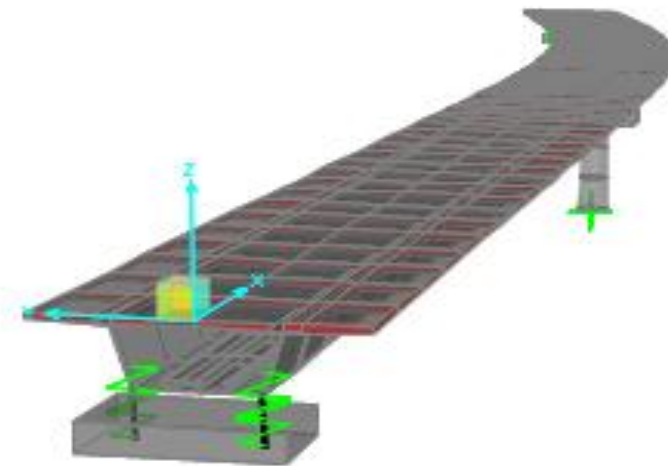


Figure 38:L'ouvrage complet modéliser par CSi Bridge

5. DÉFINITION DES CAS DE CHARGES

Pour CSi Bridge, chaque cas de chargement doit être défini de façon générale. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et les éléments appropriés et associées à un cas de chargement existant.

5.1. Charges Permanentes

a) Création de la charge des barrières

Les barrières sont introduites comme une charge linéaire sur les deux extrémités du tablier avec valeur égale à 1 KN/ml.

Onglet loads → Load disruption → Type → Line Load → New

Figure 39:Création de la charge de barrière de sécurité

La charge dû aux deux barrières et de la corniche gauche sont attribuée au cas de chargement du poids propre.

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	Spacing	Number	Transverse Variation
		m	m		
DEAD	GC gauche	0,	160,	1	None
DEAD	GC droite	0,	160,	1	None
DEAD	Corg	0,	160,	1	None

Figure 40:Les charges permanentes linéaires

b) Création de la charge de revêtement

La charge du revêtement est une charge répartie sur toute la largeur roulable du pont (9 m) d'une valeur de 24 KN/m².

Onglet loads → Load disruption → Type → Area Load → New

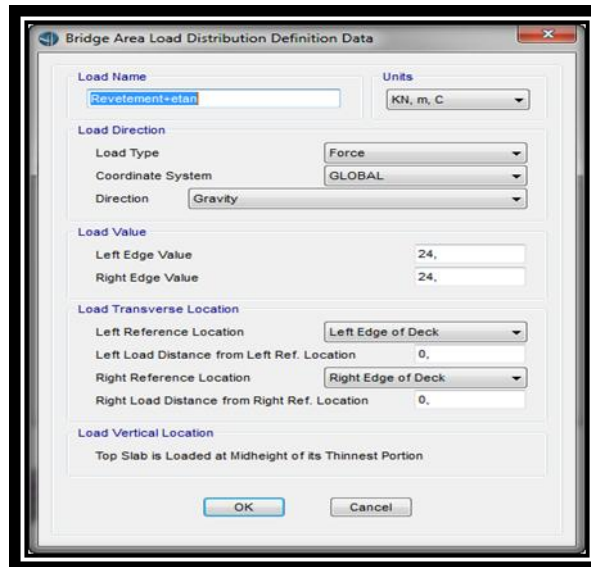


Figure 41:Création de la charge de revêtement

La même procédure est reconduite pour créer la surcharge routière A(l).

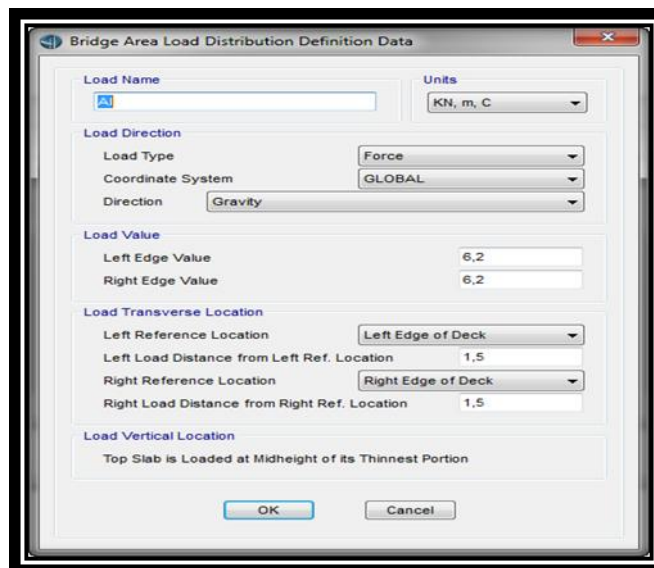


Figure 42 : création de la surcharge A(L)

5.2. Charges roulantes

a) Création de la charge B_c

Après la majoration des poids d'essieux de « B_c », on a créé le modèle de chargement Bc».

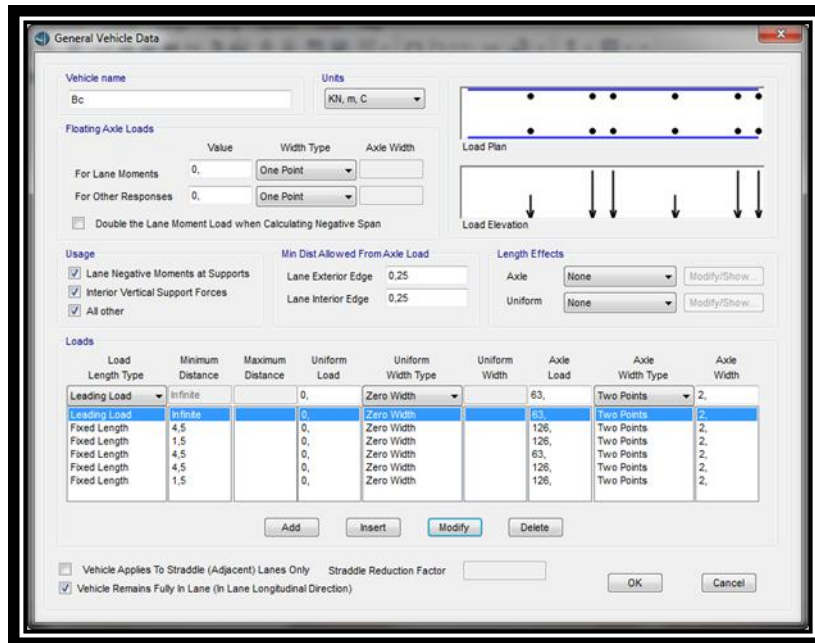


Figure 43: création du système de chargement de Bc

Le logiciel CSI bridge ne permet pas la création de deux véhicules disposés transversalement, alors que pour modéliser certaines charges (B_c , B_t , Mc_{120} , D_{240}) on a besoin de créer deux voies fictifs pour respecter les dispositions exigées par le fascicule 61 (norme appliquée en Algérie).

Pour le cas de la charge « B_c », on a créé deux voies de 2,5 m de largeur coller l'une à côté de l'autre :

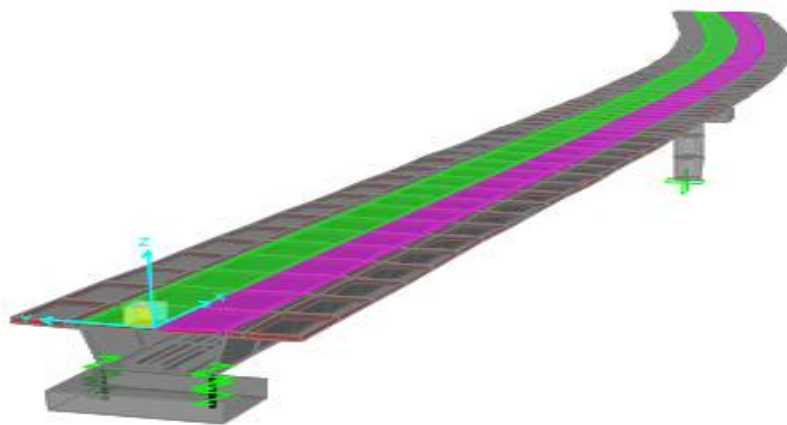


Figure 44: Création des voies de roulement de Bc

La méthode (**Pattern**) de chargement et la suivante : les deux files de camion démarreront du même point, simultanément et rouleront à la même vitesse.

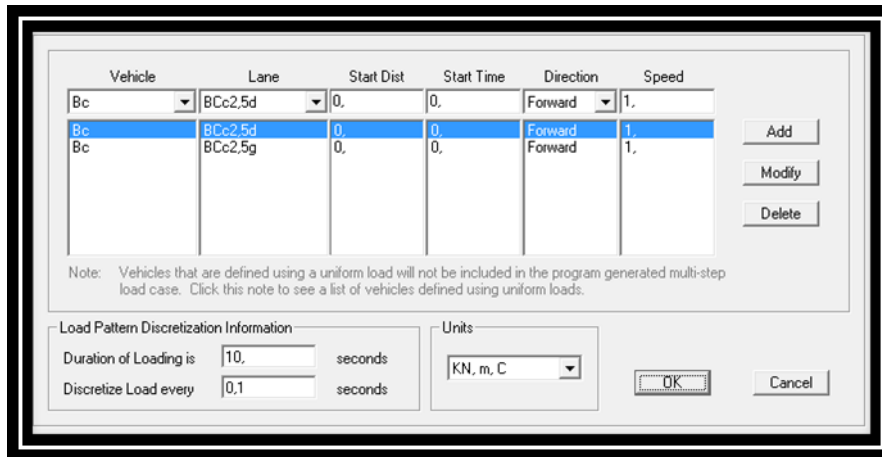


Figure 45: Méthode de roulement de Bc

Le même travail a été fait pour le reste des charges.

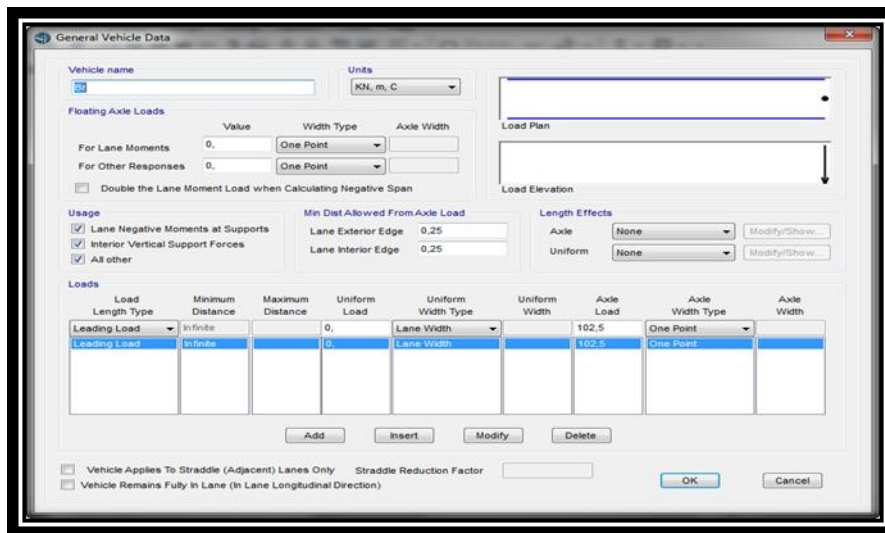


Figure 46: création du système de chargement de Br

5.3. Définition du type de cas de chargement

Les types de cas de chargement sont définis comme suit :

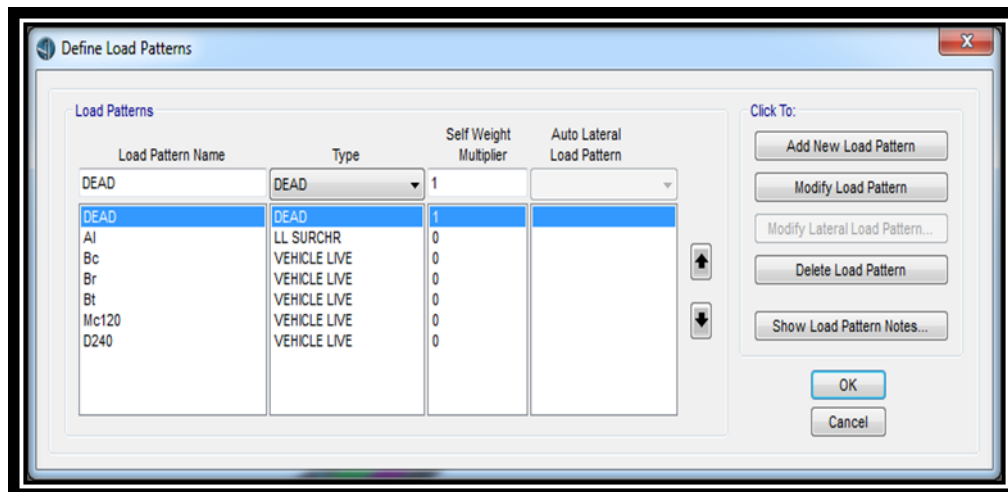
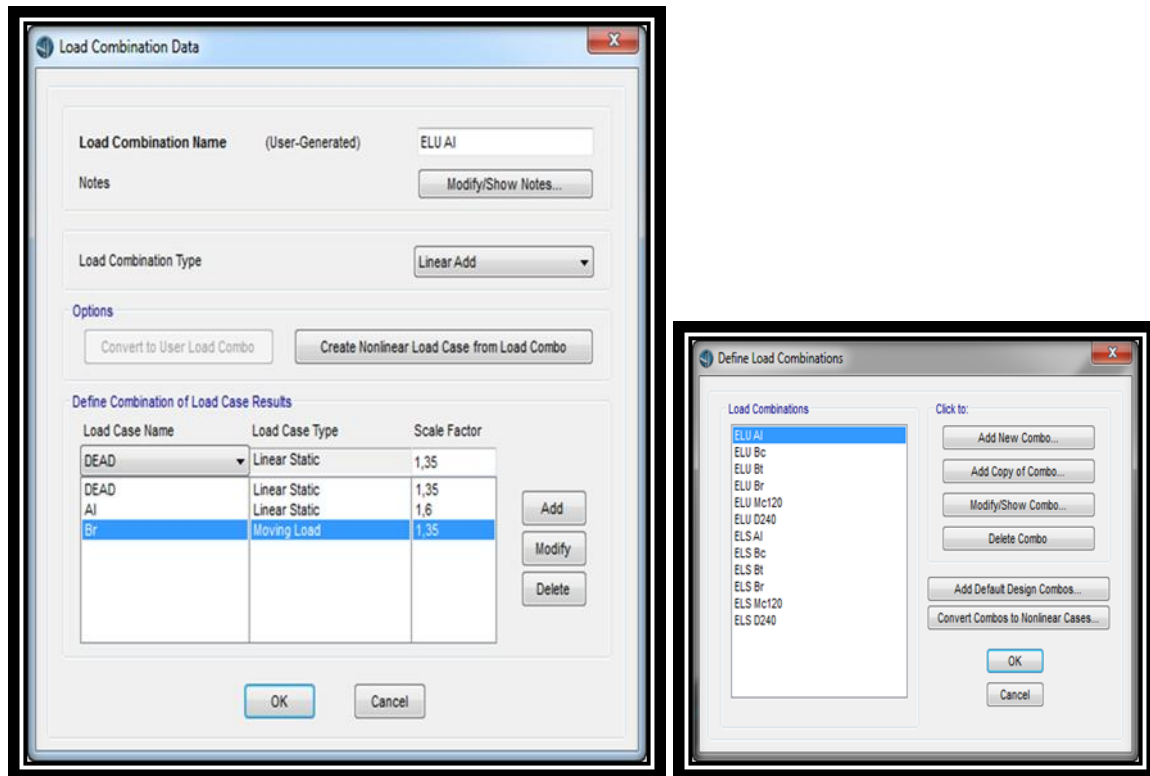


Figure 47: Les types de cas de chargement

a) Création des combinaisons de chargement

Pour créer une combinaison de charge, on suit les étapes suivantes :

Onglet Design/Ratings → Load combinations → New



6. ASSEMBLEMENT DU PONT

Dans l'onglet « **bridge** », on assemble les composants de pont que nous avons créé.

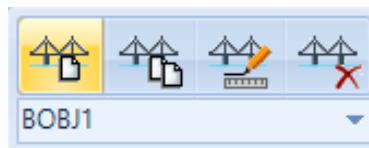


Figure Création d'un nouveau pont

On commence par la création d'un nouveau pont. Puis, on définit les points d'implantation des piles et les longueurs des travées.

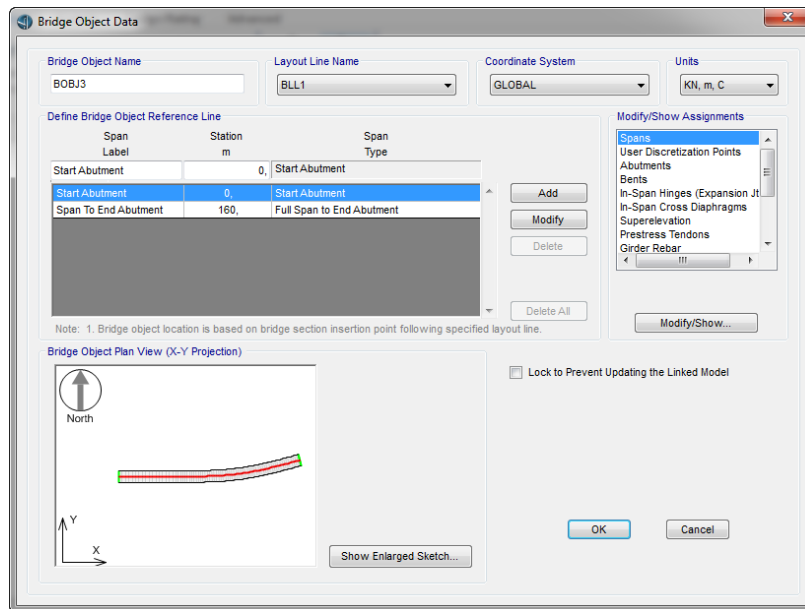


Figure 48: Implantation des piles

6. Démarrage de l'Exécution

L'analyse de la modélisation est maintenant prête pour exécution en cliquant sur l'onglet :

a) Analysis > Bridge > Bridge Responses

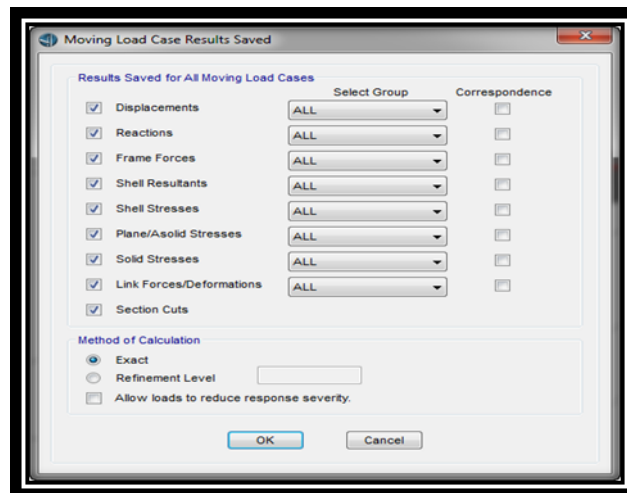


Figure 49: Moving Load Case Results Saved options form

b) « Analysis et Run Analysis » :

Utilisez le Run / Ne touche pas exécuter pour sélectionner les cas de charges à courir, et la Course Maintenant bouton pour lancer l'analyse)

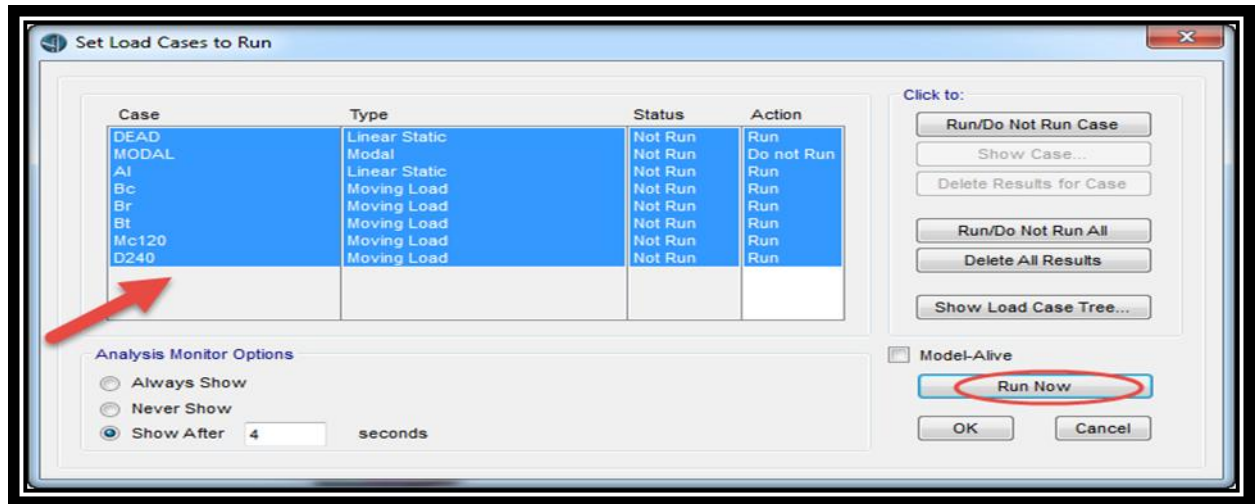


Figure 50: Set Load Cases to Run form

7. RÉSULTATS OBTENUS AVEC CSIBRIDGE

Afin de vérifier l'exactitude du travail de modélisation et les résultats obtenus par « CSi bridge » l'utilisateur peut choisir d'afficher les résultats d'analyse graphiquement ou numériquement.

Poids propre et charges permanentes

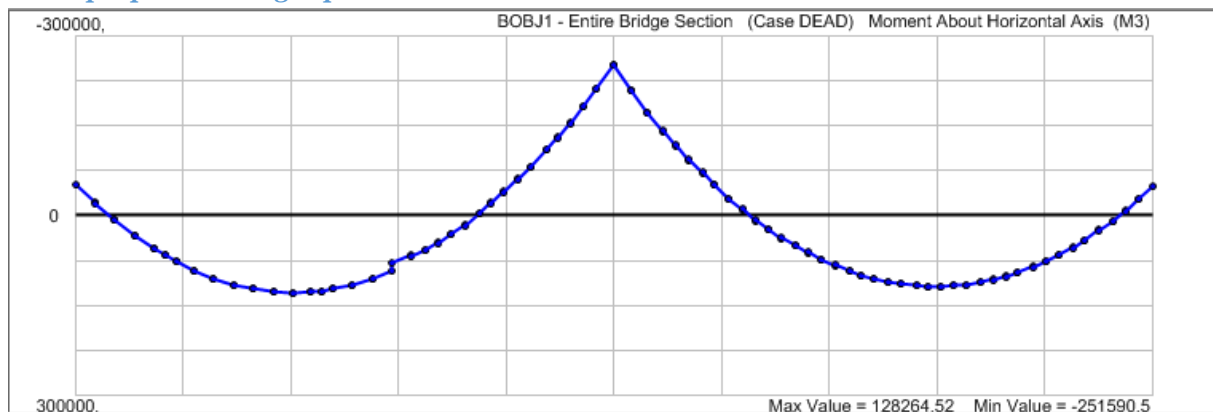


Figure 51: Moment fléchissant dû au poids propre obtenu par CSi Bridge

Surcharge A(l)

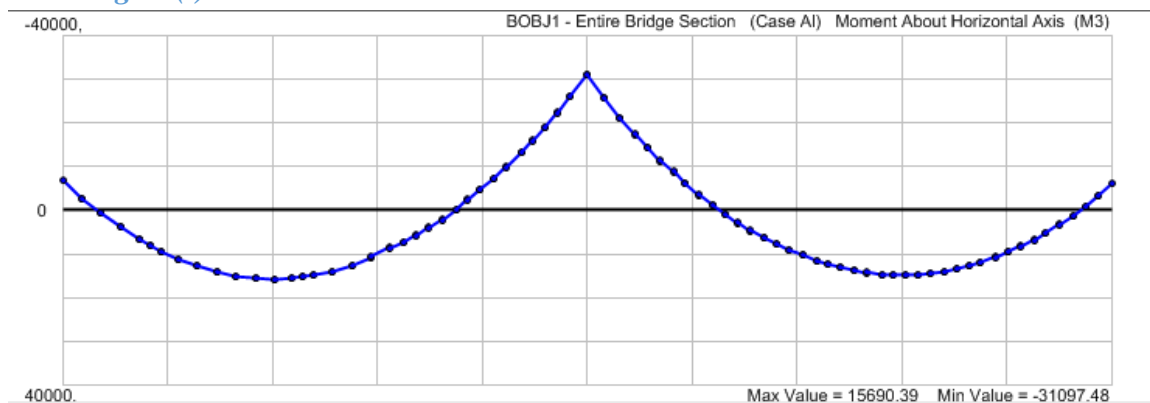


Figure 52: Moment fléchissant dû à la charge A(l) obtenu par CSi Bridge

Surcharge B_c

L'enveloppe des moments est la suivante :

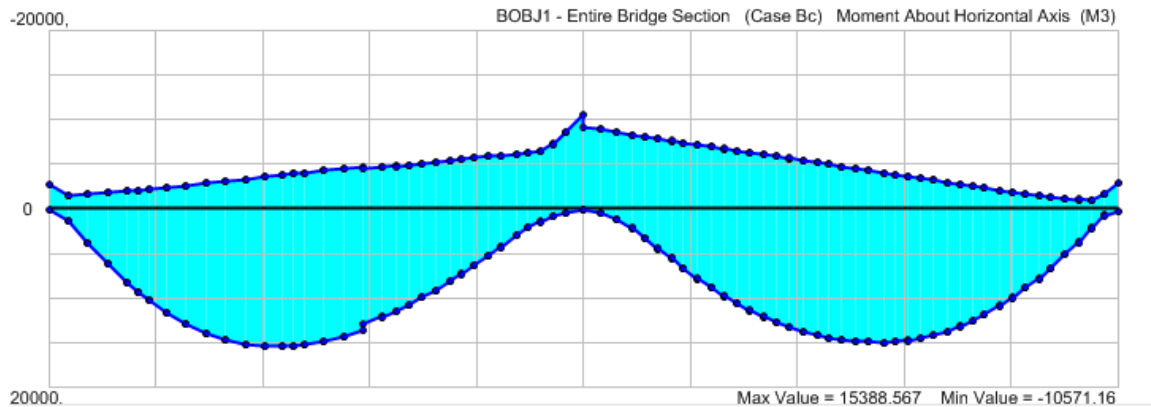


Figure 53: Moment fléchissant dû à la charge B_c obtenu par CSi Bridge

8. CONCLUSION

Après la vérification de la modélisation avec un logiciel de Csi bridge. Les moments fléchissant et les efforts tranchants pour les différents cas de chargement sont résumés dans le tableau suivant :

Cas de chargement	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	M_{\max} (KN.m)	M_{\min} (KN.m)	T_{\max} (KN)	T_{\min} (KN)
PP + CCP	128264,52	-251590,5	16572,324	-16592,53
Charge A(l)	15690,39	-31097,48	2055,9968	-2053,311
Charge B_c	15388,567	-10571,16	1189,9968	-1176,956
Charge B_t	9496,0044	-5763,63	24276,632	-24283,04
Charge B_r	175558,34	-927,7274	22537,282	-22564,38
Charge M_{c120}	15940,197	-9923,8	1123,5624	-1116,12
Charge D_{240}	29821,842	-20694,15	2236,9845	-2214,658
Combinaison ELU A(l)	198261,73	-389403	25660,856	-25685,21
Combinaison ELU B_c	1977778,81	-355495,00	18000,32	-18004,87
Combinaison ELU M_{120}	194629,88	-351978	23889,446	-23906,87
Combinaison ELU D_{240}	213320,81	-366518	25392,566	-25389,7
Combinaison ELS A(L)	147092,28	-288907,5	19038,488	-19056,5
Combinaison ELS B_c	146730,8	-263486,1	18000,32	-18004,87
Combinaison ELS M_{c120}	144170,28	-260724,5	17695,889	-17708,64
Combinaison ELS D_{240}	1444170,28	-260724,5	17695	-17708,64

Tableau 18 : : Les moments fléchissant et les efforts tranchants pour les différents cas de chargement

Chapitre 05 :

Etude transversale

Chapitre 5 : Etude transversale

1. MODÉLISATION

Les calculs des sollicitations sont faits par le logiciel **Autodesk Robot 2010**, La section de caisson est modélisée comme élément barre.

- Les calculs sont faits à cas simple et combinaison.
- Le ferrailage se fera en fonction des moments défavorable engendrés par les différents chargements.

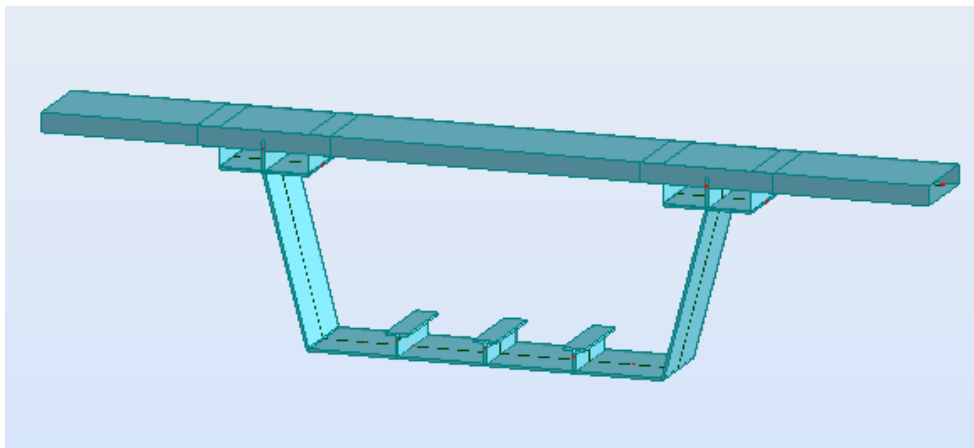


Figure 54: Section transversal du pont en élément barre

2. DÉFINITION DES CHARGES

2.1. Les charges permanentes

- Le poids propre du tablier

$$P = S \times \gamma_b = 2.6 \times 2.5$$

$$P = 6.5 \text{ t/ml}$$

- Le revêtement

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 9cm d'épaisseur.

$$P_r = 0.09 \times 2.4 \times 10 \text{ m}$$

$$P_r = 2.16 \text{ t/ml.}$$

- Le garde-corps

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

$$\text{Donc : } P_g = 0.2 \text{ t/ml.}$$

- Poids de la corniche

$$P_{cr} = 0.93 \text{ t/ml.}$$

- Glissières de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0.06 t/ml.

Donc : $P_{gli} = 0.12 \text{ t/ml.}$

2.2. Les Surcharges

- Système de charge A(L)

$$A(L) = 3.64 \text{ KN/ml}$$

- Système de charge Bc

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.025$ et un coefficient de pondération $b_c = 1,10$.

- Charges B_t

La charge roulante B_t est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,03892116$ et un coefficient de pondération $b_t = 1,2$.

- Charges B_r

La charge roulante B_r est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,02557928$.

Comme les charges linéaires réparties roulantes ne peuvent pas être modélisé sur un élément barre, la charge mc120 et D240 sont positionnées à trois positions sur le tablier pour déterminer la situation la plus défavorable.

- Charge militaire M_{c120}

C'est une charge uniformément répartie et elle vaut 110 t sur deux chenilles chaqu'un d'une largeur de 1 m, avec un espacement de 2,3 m multipliée par un coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1,04533309.$$

- Charge exceptionnelle D_{240}

C'est une charge uniformément répartie sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18,6 m et elle 240 t.

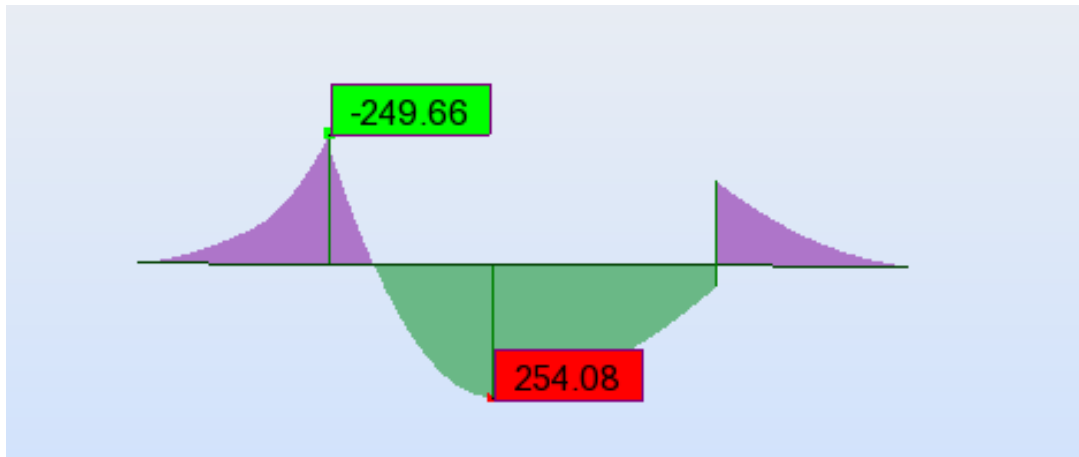


Figure 55: diagramme du moment transversale

- Le moment maximal positif: $M_{ELU(max)} = 254,08 \text{ KN.m}$
- Le moment maximal négatif: $M_{ELU(min)} = -249,66 \text{ KN.m}$

3. FERRAILLAGE

a. $M\mu(\text{positif}) = 254,08 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,15}$$

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$$\gamma_b = \{ 1,15 \text{ en situations accidentelles} \}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \quad \text{avec : } M_+ = 254,08 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,22 = 0,198 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{0,25408}{1,15 \times (0,198)^2 \times 25,86} = 0,251 \quad \Rightarrow \mu = 0,165.$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{2.10^5 \cdot 1.15} = 0.174 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \cdot \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.392$$

$$\mu = 0.251 < \mu_R = 0.392$$

Donc il y a une bonne utilisation de l'armature.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.367$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0.168$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ sup}} = \frac{M \mu}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.25408}{0.168 \times 348} = 43.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 9HA25 = **44,18 cm²**

b. M_{μ} (négatif) = 249,66 KN .m

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \quad \text{avec : } M(-) = -246,66 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 0.9 \times 0.22 = 0.198 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{0.24966}{1 \cdot (0.198)^2 \cdot 25.86} = 0.246 \Rightarrow \mu = 0.165.$$

$$\alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \cdot \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.392$$

$$\mu = 0.246 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu = 0.246 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.367$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0.168$$

$$A_{s(\text{inf})} = \frac{M \mu}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s(\text{inf})} = \frac{0.24966}{0.168 \times 348} = 42.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA25 = **39,27 cm²**

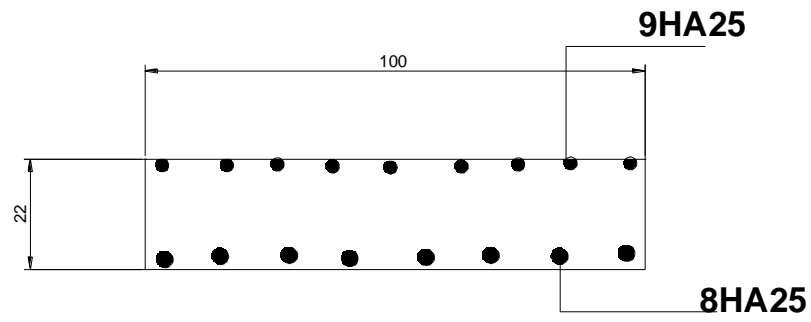


Figure 56: ferrailage de hourdis supérieur

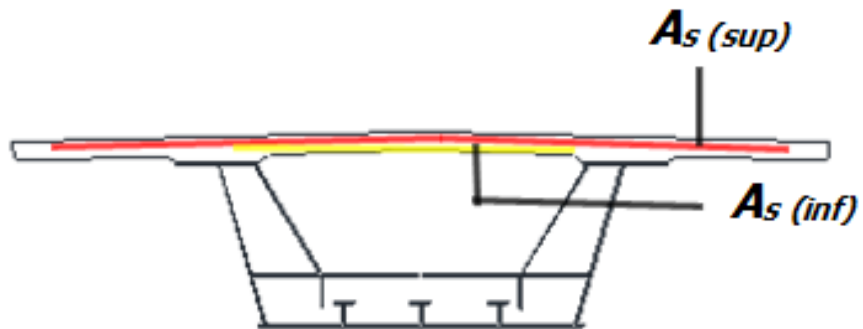


Figure 57: Ferrailage de la section transversale du pont

Chapitre 06 :

Equipements du pont

Chapitre 6 : Equipements du pont

1. LES JOINTS DE CHAUSSÉE

1.1. Définition

Les joints de chassée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre, fluage et le retrait.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- La résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garant et de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- L'étanchéité : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.
- Confort et esthétique : Souple, il assure la continuité de la surface de roulement.

1.2. Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent donc le souffle du tablier. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

1.2.1 ROTATION D'EXTRÉMITÉ SOUS CHARGEMENTS

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charges crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal $\Delta l = h \times tg\alpha$.

On adopte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rd qui crée un déplacement de 4.8cm.

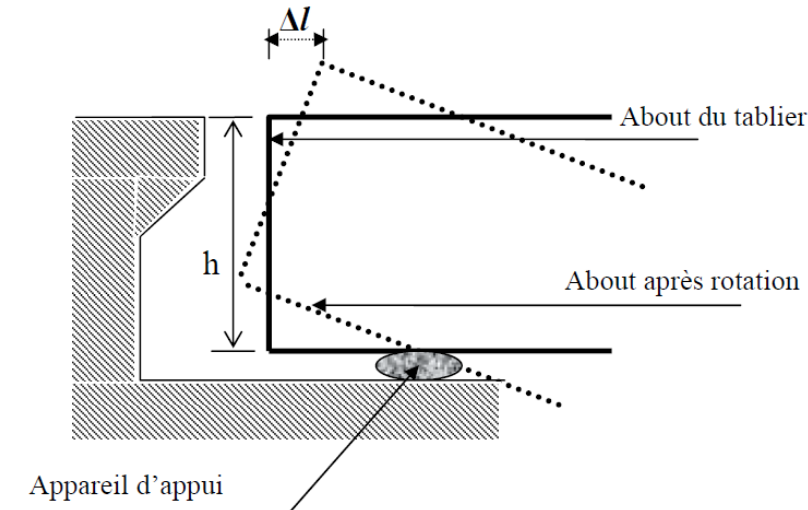


Figure 58: rotation d'extrémité sous chargement

- Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend généralement un raccourcissement relatif de : $\varepsilon_T = \frac{\Delta L}{\frac{l}{2}} = 3 \times 10^{-4}$

Pour notre cas : $l = 160$ m on trouve $\Delta l_T = 2.4$ cm.

- Retrait :

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{\frac{l}{2}} = 3.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_R = 2.8 \text{ cm}$$

- Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées.

On pourra prendre en première approximation : $\varepsilon_f = \frac{\Delta l}{\frac{l}{2}} = k_f \times 10^{-4}$

K_f : coefficient de fluage qui est de 2 à 3.

$$\frac{l}{2} = 80 \text{ m.}$$

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta l}{\frac{l}{2}} = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_F = 1.6 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta l = \text{rotation} + \Delta l_T + \Delta l_R + \Delta l_F$$

$$\Delta l = 4.8 + 2.4 + 2.8 + 1.6$$

$$\Delta l = 11.6 \text{ cm}$$

D'après la dilatation Δl et la rotation α on choisit un joint de chaussée de type FT150-Freyssinet, qui a les caractéristiques suivantes :

Déplacement transversale en service ± 10 mm.

Déplacement longitudinale de 20 à 170 mm.

Ce type de joint peut absorber des rotations jusqu'à 0,03 rad. [9]



Figure 59: joint de chaussée FT150-Freyssine

2. LES APPAREILS D'APPUI

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

Ils ont pour but d'assumer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

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

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté, il est constitué de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier.

L'adhésion est obtenue sous presse lors de la vulcanisation.

Il existe deux qualités courantes d'élastomère :

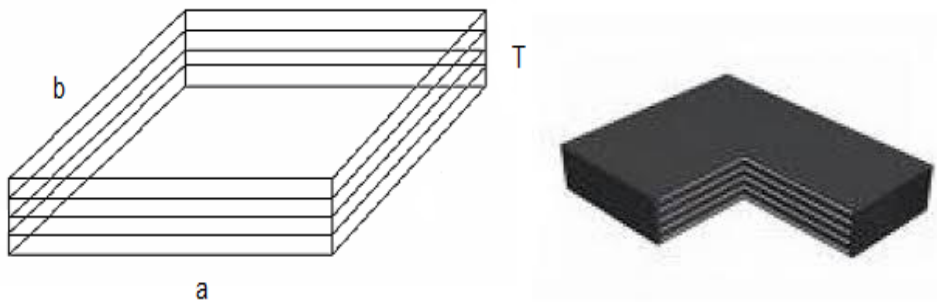
Ponts routes : $G = 0,8 \text{ Mpa}$. Ponts rails : $G = 1,1 \text{ Mpa}$.

Leur constitution monobloc avec faces extérieures en élastomère évite tout risque de cheminement sous faibles charges et constitue une protection efficace contre la corrosion.

La protection des chants est assurée par un revêtement en élastomère spécialement étudié.

Pour notre ouvrage, on va utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté de type STUP, ayant les caractéristiques suivantes :

- $\sigma = 150 \text{ kg/cm}^2$.
- Module d'élasticité: $G = 0,8 \text{ Mpa}$.
- Epaisseur d'une couche d'élastomère $t = 15\text{mm}$. [10]



Les réactions sur pile et culée sont données par le SAP et sont comme suit :

$$\begin{cases} N_{max}^{pile} = 2505.08 \text{ KN} \\ N_{min}^{pile} = 2342.61 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{max}^{culée} = 1641.54 \text{ KN} \\ N_{min}^{culée} = 757.300 \text{ KN} \end{cases}$$

2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

2.1.1. Sur pile :

- Aire de l'appareil d'appui:

$$\bar{\sigma}_m = \frac{N_{max}}{a \times b} < \bar{\sigma} \quad a \times b > \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}}$$

$$a \times b > \frac{250.508 \times 10^3}{150} \quad a \times b > 1670 \text{ cm}^2.$$

Donc on va prendre $a \times b \approx 40 \times 45 = 1800 \text{ cm}^2$.

- Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal : τ_H

a) Sous déformation lente u_1

Elle est due à l'effort horizontal H_1 de dilatation, retrait et fluage.

$$\tau_H = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Avec : G : module de d'élasticité.

u_1 : déplacement sous l'effet de la dilatation thermique = 24mm.

On va prendre 5 couches d'élastomère, et on aura $T = 75\text{mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 24}{75} = 0.256 \text{ MPa.}$$

b) Sous déformation rapide u_2

Elle est due à un effort dynamique H_2 , due au freinage, vent,...

L'effort de freinage dû à un camion B_C est de $H_2 = 300/3 = 100\text{KN} = 100 \times 10^3 \text{ N}$.

$$\tau_{H2} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{100 \times 10^3}{400 \times 450} = 0.555 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H2} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.256 + \frac{0.555}{2}$$

$$\tau_H = 0.533 \text{ MPa.}$$

- Effort de cisaillement dû à la rotation : τ_α

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{\alpha^2}{T^2} \right) \times \alpha_T \quad \text{avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale à 0.003rad.

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2} \times \left(\frac{400^2}{75^2} \right) \times (0.02 + 0.003)$$

$$\tau_\alpha = 0.261 \text{ MPa.}$$

Vérification

- Contrainte de compression

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_m = \frac{250.508 \times 10^3}{400 \times 450} = 139.17 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Vérifier}$$

- Effort de cisaillement dû à l'effort normal : τ_n

$$\tau_n = \frac{1.5\sigma_m}{\beta}; \quad \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

$$\beta = \frac{40 \times 45}{2 \times 1.5(40+45)} = 7.06$$

$$\tau_n = \frac{1.5 \times 139.17}{7.06} = 29.57 \text{ Kg/cm}^2 = 2.957 \text{ MPa} < 3 \times 7.06. \quad \text{Vérifier.}$$

1. CONDITION DE NON- CHEMINEMENT

$$\sigma'_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{234.26 \times 10^3}{40 \times 45} = 130.14 \text{ Kg/cm}^2 > 20 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Vérifier.}$$

2. CONDITION DE NON-GLISSEMENT

Il faut que: $H < F \cdot N_{max}$.

H : effort de freinage 150 KN

$$F = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}} = 0.10 + \frac{0.6}{130.14}$$

$$F = 0.104$$

$$F \cdot N_{max} = 0,104 \times 2505.08 = 260,53 > H = 150 \text{ KN} \quad \text{Vérifier.}$$

3. CONDITION DE NON- FLAMBEMENT

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\text{On a } T = 75 \text{ mm}, \quad 40 \leq T \leq 80 \quad \text{vérifier.}$$

4. CONDITION DE NON SOULEVEMENT

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

Avec : $\alpha_T = 0,023 \text{ rad}$.

$$\text{La relation devient : } \frac{3}{8} \times \frac{75^2}{400^2} \times \frac{13.917}{0.8} = 0.229 > 0.023 \text{ rad.}$$

Donc la condition de non-soulèvement est vérifiée.

5. LIMITATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

$$\tau = \tau_n + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5. G \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau_H \leq 0,7G \dots \dots \dots (3)$$

$$\tau_\alpha \leq \tau_n \dots \dots \dots (4)$$

$$\tau = 2.957 + 0.533 + 0.261 = 3.751 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\tau_{H1} = 0.256 \leq 0.4 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\tau_H = 0.533 \leq 0.56 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\tau_\alpha = 0.261 \leq 2.957 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \quad \text{Tel que : } t_s \geq 2\text{mm}$$

$$\sigma_e = 245 \text{ Mpa (pour l'acier inox).}$$

$$t_s \geq \frac{400}{7.06} \times \frac{13.917}{245} = 3,22 \text{ mm.}$$

Donc on prend : $t_s = 4\text{mm}$.

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $5 \times 15 + 6 \times 4 = 100\text{mm}$.

1.2.2.SUR CULÉE

- Aire de l'appareil d'appui:

$$\bar{\sigma}_m = \frac{N_{max}}{a \times b} < \bar{\sigma} \quad a \times b > \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}}$$

$$a \times b > \frac{164.15 \times 10^3}{150} \quad a \times b > 1094 \text{ cm}^2.$$

Donc on va prendre $a \times b \approx 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

- Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal : τ_H

a) Sous déformation lente u_1

Elle est due à l'effort horizontal H_1 de dilatation, retrait et fluage.

$$\tau_H = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Avec : G : module de d'élasticité.

u_1 : déplacement sous l'effet de la dilatation thermique = 24mm.

On va prendre 5 couches d'élastomère, et on aura $T = 75\text{mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 24}{75} = 0.256 \text{ MPa.}$$

b) Sous déformation rapide u2

Elle est due à un effort dynamique H2, due au freinage, vent,...

L'effort de freinage dû à un camion B_C est de $H_2 = 300/3 = 100\text{KN} = 100 \times 10^3 \text{ N}$.

$$\tau_{H2} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{100 \times 10^3}{400 \times 400} = 0.625 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.256 + \frac{0.625}{2}$$

$$\tau_H = 0.568 \text{ MPa.}$$

- Effort de cisaillement dû à la rotation : τ_α

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a^2}{T^2} \right) \times \alpha_T \quad \text{avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale à 0.003rad.

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2} \times \left(\frac{400^2}{75^2} \right) \times (0.02 + 0.003)$$

$$\tau_\alpha = 0.261 \text{ MPa.}$$

Vérification

- Contrainte de compression

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_m = \frac{164.41 \times 10^3}{40 \times 40} = 102.76 < 150 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{Vérifier}$$

- Effort de cisaillement dû à l'effort normal : τ_n

$$\tau_n = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta}; \quad \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

$$\beta = \frac{40 \times 40}{2 \times 1.5(40+40)} = 6.67$$

$$\tau_n = \frac{1.5 \times 102.76}{6.67} = 23.1 \text{ Kg/cm}^2 = 2.31 \text{ MPa.}$$

1. Condition de non- cheminement

$$\sigma'_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{75.73 \times 10^3}{40 \times 40} = 47.33 \text{ Kg/cm}^2 > 20 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{Vérifier.}$$

2. Condition de non-glissement

Il faut que: $H < F \cdot N_{max}$.

H : effort de freinage 150 KN

$$F = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}} = 0.10 + \frac{0.6}{47.33}$$

$$F = 0.113$$

$$F \cdot N_{max} = 0,113 \times 1641.5 = 185.49 > H = 150 \text{ KN} \quad \text{Vérifier.}$$

3. Condition de non- flambement

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\text{On a } T = 75 \text{ mm}, \quad 40 \leq T \leq 80 \quad \text{vérifier.}$$

4. Condition de non soulèvement

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

Avec : $\alpha_T = 0,023 \text{ rad}$.

$$\text{La relation devient : } \frac{3}{6.67} \times \frac{75^2}{400^2} \times \frac{10.276}{0.8} = 0.203 > 0.023 \text{ rad.}$$

Donc la condition de non-soulèvement est vérifiée.

5. Limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_n + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 \cdot G \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_H \leq 0,7G \dots\dots\dots (3)$$

$$\tau_\alpha \leq \tau_n \dots\dots\dots (4)$$

$$\tau = 2.31 + 0.568 + 0.261 = 3.139 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\tau_{H1} = 0.256 \leq 0,4 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\tau_H = 0.568 \leq 0,56 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$\tau_\alpha = 0.261 \leq 2.31 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \quad \text{Tel que : } t_s \geq 2\text{mm}$$

$$\sigma_e = 245 \text{ Mpa (pour l'acier inox).}$$

$$t_s \geq \frac{400}{6.67} \times \frac{10.276}{245} = 2.51$$

Donc on prend : $t_s = 4\text{mm}$.

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $5 \times 15 + 6 \times 4 = 100\text{mm}$.

- Les dés d'appuis :

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

Le dé d'appui a les dimensions suivantes : $a = 50\text{cm}$; $b = 50 \text{ cm}$.

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

$$0,04 \times R_{\max} = 0,04 \times 250,5 = 10,02 \text{ t.}$$

L'aire de la nappe est :

$$S = \frac{0,04 \times R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \quad [10]$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \frac{2f_e}{3}$$

$$S = \frac{10,02 \times 10^3}{2666.6} = 3.76 \text{ cm}^2.$$

On prendra 5HA10, soit $A_s = 3.925 \text{ cm}^2$.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude avait pour objectif de mener une étude d'un pont qui va supporter le trafic sur un axe routier très fréquenté par les véhicules (RN 20).

Dans un premier temps, on a collecté et analysé les données relatives à notre étude. Cette opération a constitué la base du reste de l'étude.

Ensuite, on a fait la conception et le pré dimensionnement de notre pont en proposant trois variantes différentes : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint, pont dalle en béton armé et pont en caisson ouvert. La comparaison des ces trois variantes sur la base des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution a permis de dégager la variante la plus avantageuse : le pont en caisson mixte ouvert.

On a procédé à la modélisation du pont par éléments finis afin de déterminer les efforts internes nécessaires au dimensionnement final. Pour cela, on a utilisé le logiciel « CSi Bridge » pour l'étude longitudinale et « Robot » pour l'étude transversale. Ces deux études, ont permis de les calculer automatiquement et de déduire la section de l'ouvrage la plus sollicitée. On a finalisé notre travail avec le calcul des différents équipements de notre pont.

Références bibliographiques

- ❖ [1] : Thème : adhérence des chaussées routières de Guelma.
- ❖ [2] et [3] : direction des transports de la wilaya de Guelma/étude portant plan de circulation de la ville de Guelma.
- ❖ [4] : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route.
- ❖ [5] : ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (Guide de conception SETRA).
- ❖ [6] : Ponts dalles (Guide de conception SETRA 2000).
- ❖ [7] : ponts mixtes acier-béton (Guide de conception durable SETRA 2010).
- ❖ [8] : Ponts mixtes en acier-béton (exemple de dimensionnement).
- ❖ [9] : Joints de chaussée des ponts routes.
- ❖ [10] : Etude d'un pont mixte avec un tablier en bipoutres métalliques à SOUIDANIA « 2eme rocade ».